



TITLE:

第四紀未固結粘性土地山における
都市NATMトンネルの挙動分析と合
理的な設計・施工管理手法(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

依田, 淳一

CITATION:

依田, 淳一. 第四紀未固結粘性土地山における都市NATMトンネルの挙動分析と合理的な設計・施工管理手法. 京都大学, 2008, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2008-09-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k14137>

RIGHT:

第四紀未固結粘性土地山における都市N A T Mトンネルの
挙動分析と合理的な設計・施工管理手法

平成 20 年 6 月

依 田 淳 一

第四紀未固結粘性土地山における都市N A T Mトンネルの 挙動分析と合理的な設計・施工管理手法

－ 目 次 －

第 1 章 序論	1
1. 1. はじめに	1
1. 2. 研究の位置付け	3
1. 2. 1. NATM とシールド工法の設計の考え方	3
1. 2. 2. 地山の変形の考え方	4
第 2 章 研究の目的及び構成	7
2. 1. 研究の目的	7
2. 2. 研究の構成とフロー	8
第 3 章 研究対象となる地質条件	12
3. 1. 既往の研究	12
3. 2. 地質学的なアプローチによる研究の位置付け	19
3. 2. 1. 地質年代と強度による定義	19
3. 2. 2. 地山の限界ひずみによる未固結地山の定義	20
3. 3. 北陸新幹線高丘トンネルの概要	21
3. 3. 1. 地形・地質概要	23
3. 3. 2. 層序と物理特性	24
3. 3. 3. 限界ひずみによる研究対象地山の評価	28

第4章 第四紀未固結粘性土（北陸新幹線高丘トンネル）の変形特性	36
4.1. トンネル掘削に伴う豊野層の変形特性	36
4.2. 坑内計測結果と地表面沈下量	40
4.2.1. 通常区間	41
4.2.2. 地質不良区間	42
4.3. 基本的な変形特性	42
4.3.1. 地表面沈下量と土被り比	42
4.3.2. 変位比率	43
4.3.3. まとめ	44
4.4. 地表面沈下と天端沈下に着目した変形特性の分析	45
4.4.1. 無次元量 ε_g の解釈	46
4.4.2. 無次元量 $\varepsilon_g \cdot \varepsilon_c \cdot \varepsilon_s$ の分析	47
4.4.3. 検討結果	52
4.5. 結論	54
第5章 第四紀未固結粘性土（北陸新幹線高丘トンネル）におけるせん断帯の特性	56
5.1. 地質状況	57
5.2. せん断・褶曲帯の成因	62
5.3. 変形特性	65
5.4. せん断・褶曲帯における工学特性	66
5.4.1. 標準貫入試験	67
5.4.2. 孔内載荷試験	68
5.4.3. 一軸圧縮強度試験	69
5.4.4. RQD (Rock Quality Designation)	69
5.5. 結論	72

第6章 第四紀未固結粘性土（北陸新幹線高丘トンネル）の工学的特性	74
6.1. 圧密特性	74
6.2. 圧縮強度特性	78
6.3. 変形に関わる地山物性	81
6.3.1. 変形係数	81
6.3.2. 粘着力	82
6.3.3. 内部摩擦角	82
6.4. 初期側圧係数 K_0 と変形係数 D_0	83
6.5. 結論	87
第7章 数値解析による地山評価	90
7.1. 未固結地山における NATM の変形予測手法に関する既往事例	91
7.1.1. 弾性解析	92
7.1.2. 非線形弾性解析	93
7.1.3. 弾塑性解析	93
7.2. 未固結地山における NATM の補助工法の適用事例	94
7.3. 北陸新幹線高丘トンネルにおける変形予測手法の検討	94
7.3.1. 解析手法	95
7.3.2. 各解析手法の適合性の検証	96
7.3.3. 直接ひずみ評価法を用いた逆解析による非線形弾性解析の適合性の検証	105
7.3.4. 非線形パラメータの検証	108
7.3.5. 未固結粘性土地山における非線形弾性解析の適合性の検証結果	112
7.4. 非線形弾性解析による補助工法の選定	113
7.4.1. 施工実績に基づく補助工法の評価	114
7.4.2. 非線形弾性解析モデルによる補助工法のモデル化	117
7.4.3. 非線形弾性解析モデルによる補助工法の評価	128
7.5. 結論	132

第 8 章 計測による地山変形の評価	137
8. 1. 計測による地山変形の予測・評価の事例	137
8. 2. 地表面沈下と傾斜角	138
8. 2. 1. トンネル横断方向	138
8. 2. 2. トンネル縦断方向	143
8. 3. 土被り 30m 未満の地表面沈下・傾斜角	146
8. 3. 1. トンネル横断方向の分析	147
8. 3. 2. トンネル縦断方向の分析	154
8. 4. 結論	156
第 9 章 都市 NATM トンネルの地山挙動の評価	159
9. 1. 未固結粘性土における地山特性と解析手法	159
9. 2. 非線形弾性解析結果と実測データとの対比	160
9. 3. 補助工法を含めた非線形弾性解析結果と計測評価値及び計測値との対比	162
9. 4. 結論	166
第 10 章 第四紀未固結粘性土地山における都市 NATM トンネルの合理的な設計 ・ 施工管理手法の提案	167
10. 1. 未固結粘性土地山の近接構造物に対する計測管理値の設定	168
10. 1. 1. 近接構造物の挙動と計測管理値の設定方法	168
10. 1. 2. 未固結粘性土地山における管理値の実務的な設定方法	172
10. 2. 未固結粘性土地山の NATM における実用的な計測管理手法の構築	177
10. 2. 1. トンネルセンターの地表面沈下挙動	177
10. 2. 2. 施工過程を考慮した最終沈下量の予測手法	179
10. 2. 3. 計測管理手法	181
10. 3. 未固結粘性土における設計・施工管理手法	182
10. 3. 1. 合理的な設計・施工管理のフロー	182
10. 3. 2. 合理的な設計・施工管理に関するケーススタディー	188

10. 4.	結論	198
10. 5.	今後の課題	199
第 1 1 章 結論		201
謝辞		205

第 1 章 序論

1.1. はじめに

トンネル掘削工法は、山岳工法、シールド工法、開削工法と大きく 3 つに分類される。山岳工法においては 1970 年代に「地山の持つ耐力を最大限に活用してトンネルの設計・施工を行う。」という概念を実践する工法として、NATM (New Austrian Tunneling Method) が実用化され、その設計の合理性より、現在、山岳工法で一般的な工法となっている。一方、シールド工法、開削工法は一般的に都市及び都市近郊で行われる工法であり、切羽や地山の自立性が確保できない等、地質年代が新しい地山に適用されてきたと言える。

近年、掘削工法の多様化や補助工法の進展、吹付けコンクリート、ロックボルトの品質向上など様々な技術開発に伴い、従来、シールド工法を適用していた地山に対し、NATM を適用する傾向が強まりつつあり、NATM の地山の適用範囲が拡大してきたと言える。しかし、地質年代が第四紀に位置付けられる新しい地層は一般的に固結度が低いため、トンネル掘削時に切羽の自立性の確保が困難であることが多く、NATM 適用の判断が難しい。このため、明確な判断基準がないまま、地山応力を極力解放しないシールド工法が採用される傾向にある。

地質年代が新しい地山における NATM の施工実績としては、第四紀更新世中期以前の硬質シルト、または更新世中期以降においても砂層を主体とした地山への適用事例¹⁾が見られるが、これ以降の年代の施工実績は見当たらない。更新世中期以降の砂層については湧水による地山の自立性の確保が困難となることが多いため、水抜きボーリング、止水注入等の湧水対策やその他の補助工法により、地山の安定を図りながら掘削しており、施工事例も多数ある。砂層は湧水対策が施工可否のポイントとなっていることが明らかである。一方で第四紀更新世中期以降の粘性土を主体とした未固結地山においては、一軸圧縮強度、変形係数が小さく、一般的に変形の制御が難しいと考えられ、NATM の適用を敬遠する傾向にある。NATM を適用するに当たっても、掘削による応力解放に伴って発生する変形性が大きな地山への直接的な影響、地山改良等の補助工法が地山に与える影響、また、掘削の直接的な影響から派生する圧密等のレオロジ的地山挙動への問題の懸念等があり、検討しなければならないことが多々ある。地質状況を十分に把握できなかったため、結果的に過大な補助工法による施工を余儀なくされることも想定され、NATM の採用は慎重にならざるを得ない。

また、第四紀の地層は地山強度が低いものの、地質年代が新しいため地殻変動を受けた期間が短く、断層、褶曲等の構造運動は第四紀更新世前半から第三紀以前の固結度が

高い比較的古い地層における現象と捉えがちである。しかし、2004 年 10 月に発生した新潟県中越地震時において、断層活動が周辺地盤へ与えた影響は記憶に新しいところである。近年、断層活動が与える第四紀の小土被りの未固結地山への影響を無視し得ない状況にあり、NATM を採用するに当たり、断層活動からの影響を把握し、トンネル掘削に反映させていく必要があると考えられる。

NATM は掘削途中段階において地山状況とトンネルの挙動を観測しながら支保構造等を変更し、地山特性に合わせた施工を行うことが可能である。このため、合理的、経済的なトンネル構造体を構築することができる点が NATM の特性として挙げられる。この特性を考慮し、一般的にシールド工法が採用されがちな都市及び都市近郊においても、合理性、経済性を追求し、小土被りでかつ第四紀更新世中期以降の新しい地層に対し、NATM の適用可能性を検討する必要がある。

都市及び都市近郊におけるトンネル掘削は地山変位、トンネルの挙動を制御することでトンネルの構造体の安全性を確保すると共に、周辺への影響を最小限に抑制することを目指して施工を行っていく。しかし、現実問題として、一軸圧縮強度や変形係数が小さい地山では、一定量の変形が生じてしまう可能性が高い。そこでトンネル掘削による地山変形と近接構造物の影響を把握し、地山変形を許容せざるを得ない状況を考慮した上で、近接構造物の機能上の安全性を担保した NATM トンネルの施工が可能となれば、その適用可能性が更に高くなると考えられる。また、都市及び都市近郊における NATM（都市 NATM）トンネルの既往の設計・施工の管理手法では、修正設計、近接構造物の沈下管理、追加対策工による地山の変形の予測等、各段階において、それぞれが個別に検討されることが多く、一連のシステムとして機能しているとは言い難い。特に都市 NATM での最重要課題と言える近接構造物への影響と支保構造、補助工法抑止効果の関係については、一連のシステムの中で検討すべき事項と考えられる。

このような背景を受け、本研究では都市及び都市近郊のトンネル掘削工法において、NATM とシールド工法を採用する上で地山の境界領域と言える第四紀更新世中期以降の未固結粘性土地山（北陸新幹線高丘トンネル）を研究対象とし、トンネル掘削による地山挙動を分析、評価し、都市 NATM の適用可能性について検討する。そして、この検討結果を基に地山変位を抑制することが非常に難しい変形係数が小さな第四紀更新世中期以降のトンネル掘削に当たり、設計から施工、追加補助工法、計測管理等を一連のシステムとして機能させ、地山変位を一定量許容せざるを得ない状況を考慮し、都市 NATM の最重要課題である近接構造物への影響に対し、機能上の安全性を担保した合理的な設計・施工管理手法について新たな提案を行う。

1.2. 研究の位置付け

桜井ら^{2), 3), 4)}は都市トンネルを対象にアンケート調査を実施し、都市 NATM とシールド工法の地山の適用範囲について研究している。図 1-1 は都市 NATM およびシールド工法が適用された地山の一軸圧縮強度と変形係数について示したものである。NATM とシールド工法の地山の適用領域がラップしていることが分かる。

この地山の境界領域に位置する図 1-1 で示した網掛け部の第四紀更新世中期以降の未固結粘性土を研究の対象とし、NATM について設計の合理性、構造体の経済性の観点からトンネルの挙動分析と評価を行う。

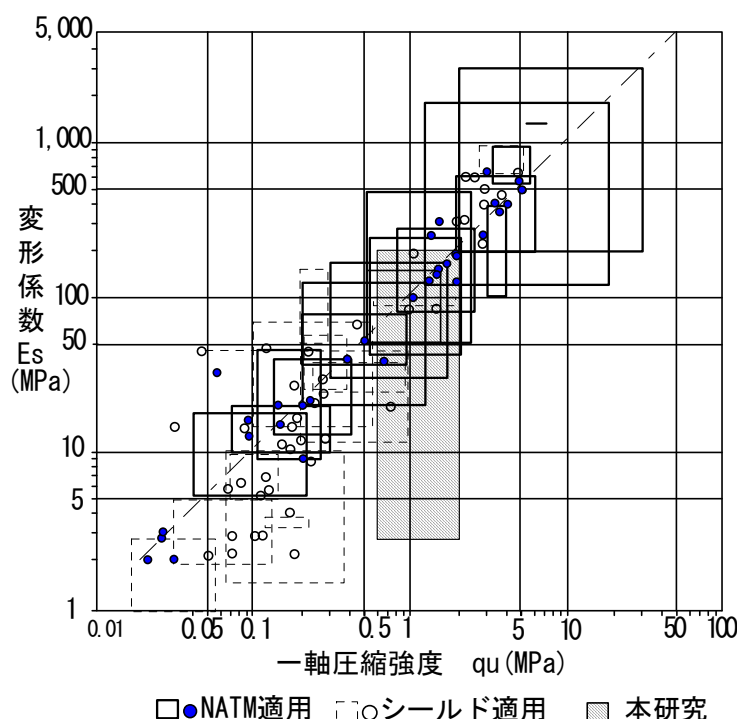


図 1-1 都市 NATM とシールド工法の適用範囲(桜井他²⁾に加筆)

1.2.1. NATM とシールド工法の設計の考え方

地山の持つ耐力を最大限に活用する工法として実用化された NATM は、地山の応力再配分により、地山から受ける荷重に対して、地山自身が構造体として作用する。しかし、応力再配分により、トンネル内空変位、地山変位が発生する可能性が高い。NATM は地山そのものが荷重を受け、構造体としても作用するため、その補助の役割をする吹付けコンクリートや鋼製支保工等の構造体は、シールド工法のセグメントと比較して軽微な構造となり、自然の地山自身を考慮に入れるという設計思想において合理的と言え、構

造体は経済的になると考えられる。

一方、シールド工法は土被りと地質状況により、土圧等に対し、全土被り土圧または Terzaghi の緩み土圧等を仮定して設計⁵⁾を行う。構造体としてのセグメントは計算上想定される作用荷重に対抗することが基本的な設計思想となっている。このためセグメントに作用する荷重に関する研究が比較的進んでいる。しかし、NATM のような応力再配分による変形という概念はなく、構造体であるセグメントは大変形しない剛構造となり、地山の変形を極力抑制する設計と言える。そのため、シールド工法は土被りが小さく、地山の自立性を期待できない等、地山の全荷重が直接構造体に作用する可能性が高い地山に適用される傾向にある。トンネル掘削により応力が解放された際、地山の自立性が確保されず、地山が構造体として作用することができない地山も存在する。このような地山からの荷重が構造体に全て作用してしまう地山に NATM を採用した場合、地山の自立性確保のために、地山改良や注入、多種多様な補助工法等が必要となり、結果的にシールド工法より、不合理な施工を行う状況に陥る可能性もある。つまり、地山からの荷重が直接支保（構造体）に作用することが確実な地山に対しては、NATM の設計思想は成立しないため、合理的な支保構造（構造体）として成立し得ないこととなる。

1.2.2. 地山の変形の考え方

NATM の応力再配分に関する力学的なメカニズムは明確に解明されていない。しかし、経験的に地山の変形に伴う応力再配分により、構造系が成立すると仮定してトンネル構築が行われている。その施工実績として、地山からの全荷重が作用する構造体を構築しなくとも、トンネルとして構造体が成立している。しかし、応力再配分により NATM における構造体の一部である吹き付けコンクリート等は、シールド工法の構造体であるセグメントより変形量が大きくなる可能性が高い。そのため、地山の変形に伴う地表面沈下などの影響を考慮すれば、都市及び都市近郊における NATM は十分な影響予測・評価を行った上で採用すべき工法と言える。

地山の変位と設計の合理性・経済性の概念図（図 1-2）を示す。NATM は地山変形量を一定に抑制、または制御することが可能となれば、NATM は設計の合理性、構造体の経済性の点で有利であり、地形的、地質的に様々な条件において適用が拡大される可能性が高まる。

都市及び都市近郊では NATM トンネル掘削により、影響を受ける近接構造物を特定し、その構造物について機能上の問題が発生しない範囲で一定量の変位を許容せざるを得ない状況を考慮した上で、近接構造物への影響を制御していくことが可能となれば、更に合理的なトンネル掘削が可能となる。

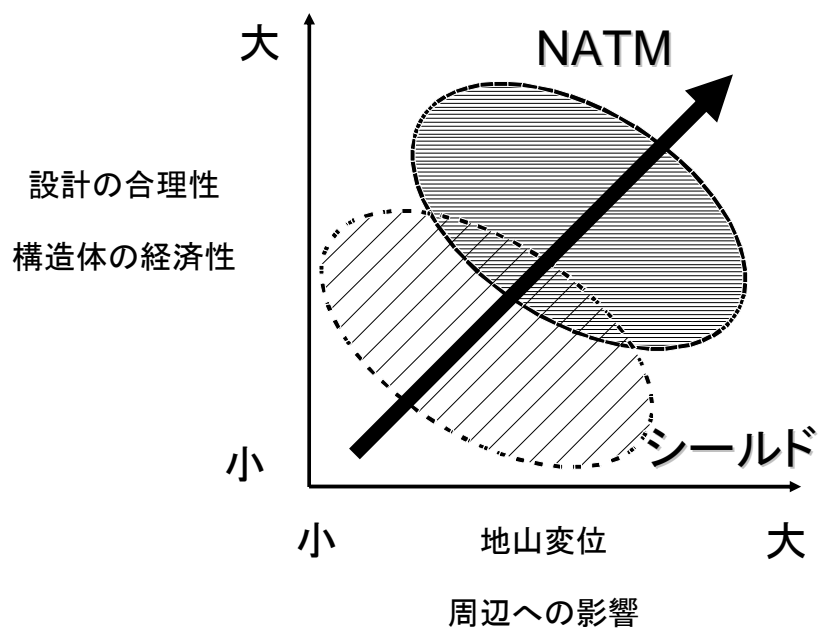


図 1-2 地山の変位と設計の合理性・経済性の概念図

参考文献

- 1) 土木学会編：都市 NATM とシールド工法の境界領域, pp. 81-88, 土木学会, 2003.
- 2) 桜井春輔編著：都市トンネルの実際, pp. 7-15, 鹿島出版会, 1995.
- 3) 土木学会関西支部都市トンネルへの NATM 適用に関する委員会, 都市トンネルへの NATM の適用, 土木学会関西支部講習会テキスト, 1987. 6.
- 4) 土木学会編：都市 NATM とシールド工法の境界領域, pp. 1-29, 土木学会, 2003.
- 5) 土木学会編：都市 NATM とシールド工法の境界領域, pp. 30-53, 土木学会, 2003.

第2章 研究の目的及び構成

2.1. 研究の目的

(1) NATM とシールド工法の適用境界地山の明確化

既往の施工事例との対比により、研究対象地山（北陸新幹線高丘トンネル）の工学的な位置付けを明らかにする。そして、NATM とシールド工法の各々の設計の考え方に着目し、NATM とシールド工法の適用地山について整理する。これらの研究対象地山の位置付けを踏まえ、都市及び都市近郊のトンネル掘削工法としての都市 NATM とシールド工法について、地質学的分析、及びトンネル掘削に伴うトンネル挙動・地山挙動の分析（工学的分析）により、工法適用境界地山の範囲を明確化する。

(2) 地山の挙動分析・評価（地山挙動評価）

研究対象である第四紀更新世中期以降の未固結粘性土（境界領域の地山：北陸新幹線高丘トンネル）について、第三紀から第四紀更新世前期までの粘性土及び第四紀更新世中期までの砂質土における施工実績データと現場計測により得られたデータを対比し、その変形特性、工学的特性（地盤定数、解析定数等）について分析、評価（地山挙動評価）を行う。

(3) せん断帯が与える地山への工学的影響の分析・評価

新しい地質年代（第四紀更新世中期以降）では観測され難い現象として捉えられているせん断帯が与える地山への工学的影響について分析、考察し、その取り扱いについて新たな提案を行う。

(4) 数値解析による地山挙動の評価（解析評価）

都市及び都市近郊の未固結地山における数値解析の現状を踏まえ、研究対象地山に対し、施工途上において実際の現場管理に簡易に活用できることを目的とした簡易な数値解析モデルを構築し、数値解析モデルによる地山挙動の評価（解析評価）を行う。

(5) 合理的な補助工法選定手法の提案

都市 NATM では地山の変形抑制のために様々な補助工法を採用する。複数の補助工法は互いに補完し、機能しているが、数値解析モデルにおいて補助工法を含めたトンネル挙動や地山評価を行う際、各機能を十分に評価できているとは言い難い。これは数値解析モデルを構築する際、複数の補助工法から有効な補助工法を的確にモデル化できていないためである。また、補助工法のモデル化を適切に行うことが非常に難しいことも一因と言える。これらを踏まえ、施工途上において実際の現場管理に簡易に活用できることを前提とした数値解析モデルにおける補助工法の選定について新たな提案を行う。加えて、そのモデルを用いて当該地山に対する補助工法の効果について評価を行う。

(6) 計測による地表面沈下特性（計測評価）

都市 NATM において重要な課題である近接構造物への影響低減を考慮し、現場計測により得られた研究対象地山の変形特性について評価（計測評価）を行う。また、地山挙動評価を基に行った解析評価、計測評価を対比し、都市 NATM において、合理的な設計・施工管理を行うための評価指標を整理する。

(7) 合理的な設計・施工管理手法の新たな提案

地山変位を抑制することが非常に難しい一軸圧縮強度、変形係数が小さな第四紀更新世中期以降のトンネル掘削に当たり、設計から施工、追加補助工法、計測管理等を一連のシステムとして機能させることで、地山変位を一定量許容せざるを得ない地山において、都市 NATM の最重要課題である近接構造物への影響に対し、安全性を担保した合理的な設計・施工管理手法について新たな提案を行う。

2.2. 研究の構成とフロー

本論文の構成は以下のとおりである。また、図 2-1 に研究フローを示す。

本論文では都市及び都市近郊のトンネル掘削工法において、都市 NATM とシールド工法を採用する上での地山の境界領域と言える第四紀更新世中期以降の未固結粘性土地山（北陸新幹線高丘トンネル）を研究対象とし、トンネル掘削による地山挙動を分析、評価し、都市 NATM の適用可能性について検討する。この検討結果を基に、都市 NATM で重要な課題である近接構造物への影響の低減を考慮した設計から施工、計測管理までの

一連の段階をシステム化した合理的な設計・施工管理手法について新たな提案を行う。

第1章は序論であり、都市及び都市近郊のトンネル掘削工法としての都市 NATM とシールド工法について、既往の施工事例及び設計の考え方にに基づき、工法別に適用地山条件を整理する。第1章を基に、第2章では都市 NATM とシールド工法の適用地山領域に関する本論文の研究目的と全体構成を示す。第3章、第4章においては、都市 NATM 適用地山領域について、地質学的分析及びトンネル掘削に伴うトンネル挙動・地山挙動の工学的分析により、都市 NATM の適用可能性について示す。

第3章では、研究対象である第四紀更新世中期以降の未固結粘性土（都市 NATM とシールド工法の適用境界領域の地山）について、地質年代、強度特性による地質の分類、評価を行う。第4章においては、研究対象地山について、既往の施工実績と対比し、その変形特性を分析、評価を行う。また、第6章では数値解析による地山の評価を前提とした、工学的特性（地盤定数、解析定数等）について、既往の施工実績と対比し、分析、評価（地山挙動評価）を行う。

第5章では新しい地質年代（第四紀更新世中期以降）では観測され難い現象として考えられているせん断帯が与える地山への工学的影響について分析、考察し、その取り扱いについて新たな提案をする。また、新しい時代の地質におけるせん断、褶曲の成因とその発生メカニズムについて考察を加える。

第7章では、都市 NATM の数値解析の現状を踏まえ、施工途上において、実際の現場管理に簡易に活用できることを目的とした簡易な非線形弾性解析モデルを構築し、数値解析による地山挙動の評価（解析評価）を行う。これにより、近接構造物への影響評価に最も重要な沈下予測には有効なモデルであるが、内空変位予測には限界があることを明らかにする。また、逆解析により、研究対象地山の地山挙動特性を明らかにする。加えて、簡易な数値解析モデルにおける再現性に関する特性と問題点を示す。

第7章では解析評価に加え、補助工法を合理的に選定するために、数値解析における補助工法のモデル化について検討する。そして、この構築されたモデルを用いて、AGF、側壁先行改良、インバート吹付け閉合等の補助工法の有効性を明らかにすると共に、より合理的に補助工法を選定するための手法について新たな提案を行う。また、より効果的な補助工法を選定するために、補助工法の効果について分析、評価を行う。

第8章では、都市 NATM において最も重要な課題のひとつである近接構造物への影響低減を考慮し、現場計測により得られた研究対象地山の変形特性について、分析、評価（計測評価）する。また、シールド工法採用時の地山の変形特性と対比し、都市 NATM の施工による地山変形特性について考察する。第9章においては地質評価を基に行った解析評価と計測評価とを対比し、都市 NATM において、合理的な設計・施工管理を行うための評価指標を提案する。

第 10 章では、前章までの分析、評価を基に、変形性が大きく、一定の変位を許容せざるを得ない地山を都市 NATM で施工するに当たり、都市 NATM の最重要課題のひとつである近接構造物への影響に対し、計測評価から得られた変形特性から、適切な計測管理値の設定方法について提案する。また、第 9 章で提案した評価指標に対し、切羽進行に対応して適切に設計の変更を可能にすることを目的として、表面沈下勾配を用いた新たな施工管理手法を提案する。

そして、これらの計測管理値の設定及び施工管理手法と、第 9 章までに分析、評価、考察した設計、施工、計測管理等と組み合わせ、一連のシステムとして機能させることにより、近接構造物の安全性を考慮した合理的な設計・施工管理手法の新たな提案を行う。

以上を踏まえ、第 11 章では結論として、第 11 章は結論であり、本研究で得られた知見を整理し、都市 NATM の設計・施工管理の新たな提言を行い、今後の都市 NATM の発展の方向性を示す。

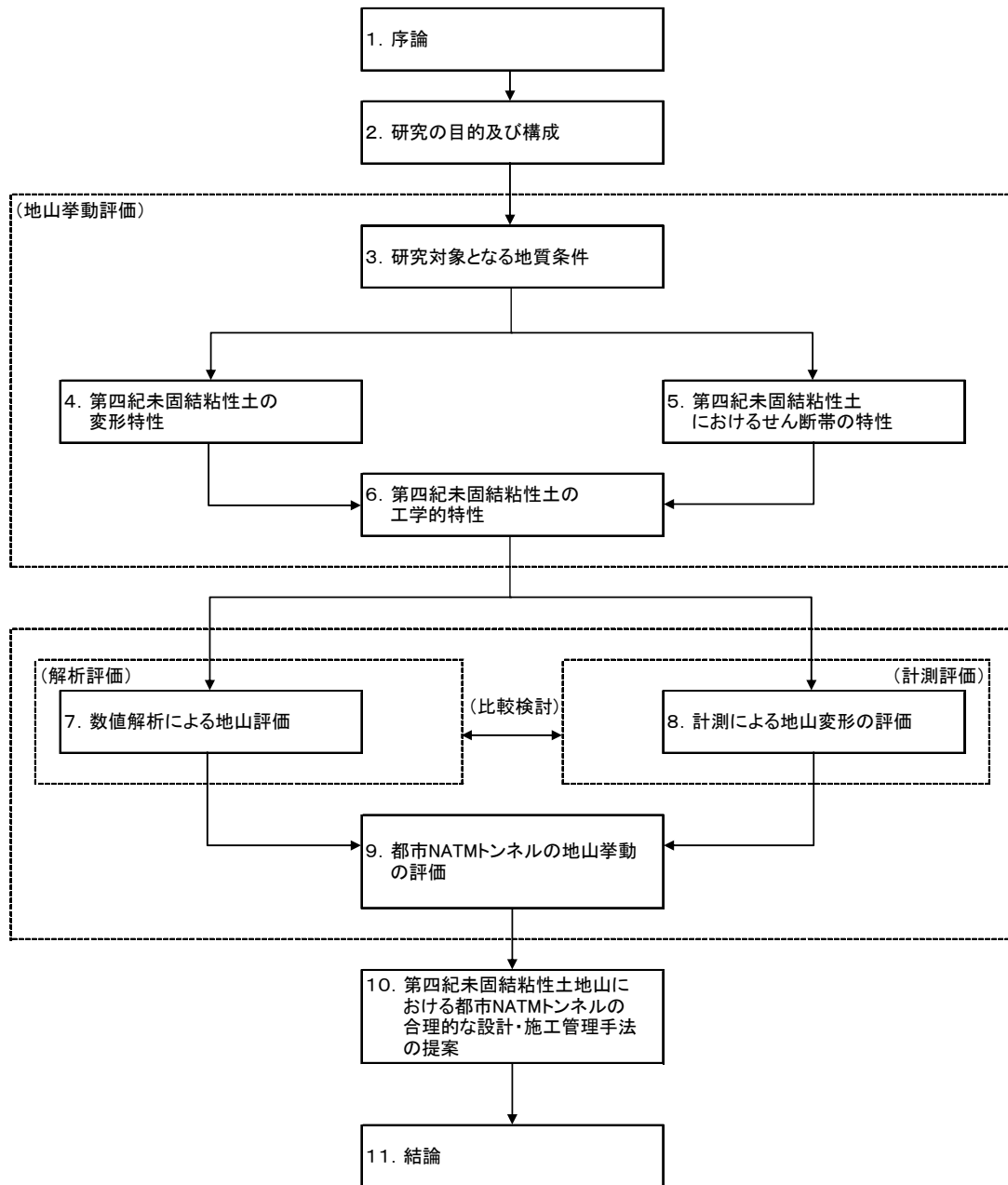


図 2-1 研究フロー

第3章 研究対象となる地質条件

本研究は第2章で示した NATM とシールドの境界領域に位置する地質条件である第四紀更新世中期以降の粘性土地山（北陸新幹線高丘トンネル）を研究対象とする。本章では、この第四紀更新世中期以降の粘性土の NATM トンネルについて、施工事例から本研究の位置付けを明らかにし、また、研究対象地山の地質年代を明確にする。加えて、これまで曖昧に用いられてきた「未固結地山」という用語について本研究における定義付けを行う。

3.1. 既往の研究

地質学的に第四紀に堆積した「第四紀の地層」でのトンネル構築の施工事例を更新世前期から、一部、第三紀鮮新世にまたがる地層を含めて類似施工例として整理、概観（表 3-1-1～表 3-1-5）し、本研究が対象としている地山の位置付けを明らかにする。

調査対象として土質区分の「粘性土」を対象とするが、粘着性を有する崖錐層や火山性の堆積物においても、トンネルの変形や地表面沈下を問題としている場合や岩盤が風化し、地表面付近で粘性土の状態を呈し、地表面沈下が問題となる場合も含めた。

更新世前期から一部鮮新世にまたがる地層は、首都圏では「上総層群」、近畿圏では「大阪層群」、中京圏では「東海層群」等として都市近郊の台地部に広く分布し、アーバンインフラとして地下鉄、地下河川や調整池、そして高速道路、一般道路など多くの施工事例が多い。これらは大断面トンネルや併設トンネル、眼鏡トンネル等厳しい条件下での施工を強いられているが、重厚な対策や補助工法を併用しており、これに加え、変形係数 E が 100MPa 以上と更新世中期以降の地層（本研究の対象地山では $E=20\sim40$ MPa 程度）よりも大きな値における施工事例であり、地表面沈下を 30mm 以下に抑えた帷子川分水路や横浜地下鉄のトンネル群等、都市 NATM の適用に成功した事例が多く報告されている¹⁾。

これに対し、更新世中期以降の地層では年代が比較的新しいことから固結土が低いいため強度が弱く、変形が大きいため、変位の制御が難航している例がある^{2),3)}。地質と施工条件別に以下に施工事例を整理した。

山岳部では山麓の坑口付近に分布する崖錐層を掘削することが多い。地表面沈下については崖錐層が薄く、トンネル基礎（脚部とインバートとの取付け部）が岩着する場合は問題とならないが、その規模、層厚が厚くトンネル基礎より深くなる場合、トンネル自体の沈下が大きくなり地表面沈下の制御に難航している事例⁴⁾が報告されている。

崖錐層と同様にトンネルが河岸段丘に位置する事例も多いが、この場合は礫層を主体

とすることから変形が小さく、切羽の自立を確保するための補助工法の選定が主な課題であり、地表面沈下が問題とされる事例は少ない⁵⁾。

この他に更新世中期以降の地質として、火山の多い日本では火山灰が粘土化した火山灰質粘性土である「ローム層」がある。山麓や丘陵部の地表付近を覆って分布し、坑口付近や土被りが小さい箇所での事例が多い。ローム層は自立性がよく、切羽の安定を図るための補助工法の選定が課題となることは少ないが、一方、変形が大きく、特に層厚が厚くトンネル基礎まで達する場合には、大きな地表面沈下を生じ、その制御に難航している⁶⁾。

また、地表面沈下が問題となる事例として、岩盤が地表面付近で風化作用を受けたものが挙げられる。通常の風化帯では、その層厚が薄くかつ風化、即ち強度-変形の低下が顕著には現れず、必ずしも沈下が問題となるわけではない。しかし、原岩が風化や物性変化の顕著な泥岩等の場合であり、かつ、その規模、風化している層厚が厚く、トンネルの基礎まで及ぶ場合に地表面沈下が問題となっている事例が見られる^{7), 8)}。

表 3-1-1 施工実績^{17)~57)} (その1)

第四紀層・粘性土・山地山施工事例文献											
	主題	副題	出版	発表年月	頁	著者名	所属	地質	物性	施工条件補助工法	変位挙動
1	土盛りりの浅い盛土層を掘る	野岩線第1イノ原トンネル	トンネルと地下	1985.03	53-58	剣持三平	日本鉄道建設公団	盛土、ローム(火山胚質粘性土)更新性段丘礫層		盛土内、民家直下	地表面沈下18mm以下
2	土盛りりの浅い粘性土地山を掘る	北陸自動車路泊トンネル	トンネルと地下	1985.12	13-22	平井嘉一	日本道路公団	上部:沖積粘土層主体:洪積世粘土層(一部沖積礫層が天端に分布)	洪積粘土層 $q_u=184\text{kn/m}^2$ $n=5\sim30$	矢板NATM比較	矢板側壁動向先進で110mm,NATMで $\delta s=40\text{mm}$ 程度 沖積区間 $\delta s=110\text{mm}$
3	未固結地山でのNATM施工実績と施工管理	津軽海峡線本州方トンネル群(大川平、今別、JR小千谷第2発電所 第1水路トンネル	トンネルと地下	1986.06	7-18	吉川光幸	日本鉄道建設公団	洪積世浜名層(砂礫、シルト) 大川平(南)=砂質シルト	大川平(南) $E(LLT)=109\sim360\text{kgf/cm}^2$	地上=山林地帯	最大沈下量60mm程度
4	軟岩層の湧水地帯をNATMで掘る	八戸市3.4.11街路トンネル	トンネルと地下	1987.05	35-46	伊藤友太郎	日本鉄道建設公団	洪積世前期魚沼層群小国層砂岩シルト岩とその互層(礫岩、凝灰岩)	シルト岩 $Q_{qu}=36.1\text{kgf/cm}^2$	土盛りり大きく地表面沈下は問題としていない	シルト層での天端沈下 $\delta e=5\text{mm}$ (平均)内空 $\delta=37\text{mm}$
5	未固結地盤に偏平大断面トンネルを掘る	横濱横須賀道長浜トンネル	トンネルと地下	1988.11	21-27	石岡廣一郎	八戸市	火山灰質粘性土、砂礫、砂質シルト、凝灰岩(基盤)	砂質シルト $N=3\sim16$, $C=0.06\sim0.64\text{kgf/cm}^2$, $E=150\text{kgf/cm}^2$ (解析用)	パイプルーフ($\phi 406.9\text{mm} \times L=90\text{m} \times 2$ スパン)基礎まで導坑深礎杭。トンネル掘削=2段階み側壁導坑先進。	地表面沈下10mm以下
6	未固結地盤に偏平大断面トンネルを掘る	多摩ニュータウン幹線 南大沢トンネル(仮称)	トンネルと地下	1988.10	7-16	松川安満	東京都	上総層群砂・泥互層(砂優勢、泥優勢)及び砂層	泥岩 $q_u=3.07\sim6.07\text{kgf/cm}^2$, $E=425\sim966\text{kgf/cm}^2$, $N>70$	側壁導坑併用、砂層でシリカライザ注入	地表面沈下 $\delta s=70\text{mm}$ (沖積沢部)
7	ウォータータイトトンネルに挑戦	横濱市地下鉄1号線	トンネルと地下	1989.11	37-45	萩野幸男	横浜市	洪積世砂質土、粘性土(長沼層屏風ヶ浦層)一部沖積層(腐植土層=排水沈下層を含む)	未詳	沖積層の排水沈下に対し、ウォータータイト	
9	土砂地山に土かぶりの薄い3車線トンネルを掘る(その1)	東名改築・所領トンネル	トンネルと地下	1990.05	15-23	小泉光政	日本道路公団	古富士ローム層2古富士泥流(=トンネル基礎)、小富士ローム層1	小富士ローム2 $N=3\sim20$ 泥流以下 $N>70$	3車線道路トンネル、側壁導坑先進、RJFP	地表面沈下 $\delta s=28\text{mm}$ 程度
10	土砂地山に土かぶりの薄い3車線トンネルを掘る(その2)	神奈川県権子川分水路	トンネルと地下	1990.10	7-12	矢澤美邦	神奈川県	洪積世前期上総層群上皇川層泥岩砂質土	泥岩 $q_u=45\sim50\text{kgf/cm}^2$ (均等流砂) $U_c=2\sim10$ (を挟在)	掘削A=11m2水路トンネル、土盛り18~40m	地表面沈下 $\delta s=4.7\text{mm}$ 解析値と同等
12	玉石混じり砂礫層を掘る	札幌市地下鉄東豊線(3号線)月寒トンネル	トンネルと地下	1991.06	51-57	大森喜三雄	札幌市	洪積世輪厚礫層主体、月寒粘土、支笏火山噴出物	砂礫層 $N=50$ 以上 $E=1250\text{kgf/cm}^2$ 粘性土 $N=10\sim24$, $E=40\text{kgf/cm}^2$	土かぶり17~9m密集民家へ国道直下、複線鉄道トンネル、CDNATM、ウレタン固結工、ウォータータイト二次覆工	土木学会年次大会に
13	坑口部の軟弱二次堆積ロームを克服	一般道道平井上川線網代トンネル	トンネルと地下	1991.12	7-14	師岡紀男	東京都	洪積世五日市礫層(シルト層挟む)、留原層礫混じり砂質土~粘性土(段丘性)、ローム層	ローム層 $N=2\sim5$ 、留原層 $N=2\sim14$ 、五日市礫層 $N=40\sim100$	ウレタン注、土盛り18~40m	留原層区間地表面沈下 $\delta s=70$ (平均)最大100mm

表 3-1-2 施工実績^{17)～57)} (その2)

第四紀層・粘性土・山施工事例文献										
	主題	副題	出版年月	頁	著者名	所属	地 質	物性	施工条件補助工法	変位挙動
14	バイブルーフ併用一次閉合式NATMで第三京浜道路下を抜く	横浜地下鉄3号線北の谷トンネル区	1991.12	25-33	荻野幸男	横浜市	更新世前期上総層群(善寺層(砂層)シルト岩層)+更新世中～後期相模層群(鶴見層、砂、砂礫粘性土層)下末吉層(粘性土砂質土層)下末吉ローム	鶴見層粘性土N=3～22,下末吉層粘性土N=2～22相模層群粘性土 qu=1.7～4.9kgf/cm ² E(LLT)=192～207kgf/cm ²	第三京浜横断部 バイブルーフ(φ609.6mmL=64m)上半仮閉合 始点側鉄塔近接部=遮断壁(φ500mm場所打ち杭)	第三京浜横断部地表面沈下δs=7mm
15	拡幅部をNATMで施工	横浜市地下鉄3号線あざみ野工区	1992.05	33-42	松岡学	横浜市	鮮新～洪積世前期上総層群泥岩砂層互層、表層関東ローム	泥岩qu=60kgf/cm ² (N>50)	CDないし中央坑躯体先行掘削(角拡幅部)	天端隆起あり、問題となる変位なし
16	段丘堆積層でのトンネル施工による地山挙動	一般国道40号富和トンネル	1992.11	7-12	若林直	飛鳥建設(株)	えぞ層群強風化泥岩段丘堆積物(砂礫、シルト互層)	物性不明	坑口土砂区間150m	地表面沈下δs=71mm(最大)
17	住宅密集地で土被りの小さい大断面双設トンネルを掘る	横浜市環状2号線 港南トンネル	1993.04	7-14	水落昭男	横浜市	洪積世(中期)相模層群長沼層細砂層及び硬質シルト層	細砂N=19～50以上、硬質シルト N=17～50以上 Qu=11kgf/cm ² 程度	住宅密集地土被り5～24m、上下線近接、サイロットNATM、ウレタン注入FP	地表面沈下δs=36mm(硬質シルト区間)
18	低土被りに偏平大断面トンネルを掘削	山陽自動車道平井トンネル	1993.06	15-28	坂山安男	日本道路公団	大阪層群粘土質砂礫層(基盤神戸層群軟岩)	粘土質砂礫層 E=824～1220kgf/cm ² N=30～50以上(第2層)N=50以上(第3層)	3車線道路双設トンネル、土被り45m以下	地表面沈下δs=58mm(低土被り部の最大)一般部40mm以下
19	未固結地山におけるトンネル挙動に関する一考察	札幌地下鉄月寒トンネル	1993.10	233-238	岡野 成敏、 岡田 正之	三井建設	洪積世輪厚礫層主体、月寒粘土、支笏火山噴出物	物性不明	OD(中壁分割掘削工法)	地表面沈下δs=18mm最終
20	供用中のトンネルに近接してトンネルを掘る	阪奈トンネルの施工に伴う影響評価手法と管理体制	1994.04	21-26	西村増雄	大阪府道路公社	洪積世砂質土層(粘性土層(挟む))	粘性土 N=26 E=360kgf/cm ² , C=1.5kgf/cm ²	土被り16～50m、地上=民家密集既設トンネル近接、近接部の対策=コラムジェットなし、棄液注入	計測結果記載なし(施工中)
21	慢性的な交通渋滞箇所の解消を目指す	横浜新道(拡幅)保土ヶ谷トンネル	1994.05	7-14	財津勝	日本道路公団	前期洪積世屏風浦層(シルト層)トンネル天端以上=ローム層	シルト層N=9～45(代表18)qu=5～8kgf/cm ² , E=2100kgf/cm ²	土被り5～17m地上=家屋埋設管既設トンネル近接、掘削A=140m ² 側壁導坑、RUF	地表面沈下最大δs=39mm
22	新幹線を横断する水路トンネル	横浜市・帷子川分水路(新幹線横断区間)	1994.07	17-24	渡邊清	東海旅客鉄道(株)	洪積世前期上総層群上星川層泥岩(砂層存在)	泥岩qu=55kgf/cm ²	土被り11～40m新幹線横断部20m	鉄道沈下δs=1～2mm
23	市街地直下のメガネトンネル	第二神明道路(改築)小東山トンネル	1994.08	49-59	小林隆幸	日本道路公団	大阪層群砂礫(砂層、粘土層存在) 高塚山撓曲、断層伴う	礫層砂層N>70	土被り5～25m、中央導坑めがね型、MJS	施工中
24	土かぶりの浅い未固結地山を掘る	首都高環状王子線 飛鳥山トンネル	1994.08	23-34	小森和男	首都高快速道路公社	洪積世本郷層及び東京層砂礫、砂質土層、粘性土層の互層	N=7～50程度	土被り5～17m公園直下、中央導坑先進 高圧噴射長尺先受上半仮インバート閉合(止水注入併用)	施工中
25	上半CD工法における変位挙動に関する一考察		1994.10	1158-1159	大塚 正幸、 三原 泰司、 岸 満	清水建設	上総層群粘性土砂層	粘性土qu=25kgf/cm ² , 砂層N>50	上半CD工法	

表 3-1-3 施工実績^{17)～57)} (その3)

第四紀層・粘性土・山地山施工事例文献										
	主題	副題	出版年月	頁	著者名	所属	地 質	物 性	施工条件補助工法	変位挙動
26	沖積低地に偏平大断面トンネルを掘る	横浜横須賀道路 長浜トンネル	1994.11	13-20	財津勝	日本道路公社	上総層群浜層泥岩、砂層互層 沖積沢部あり(底盤は上総層)	qu=5~20kgf/cm ² , N=30~50以上 沖積層 N=3~7 シルト質細砂	既設トンネル近接3車線線大断面、低土被り住宅地 マイクロバイルRJFP	沢部地表面沈下 δs=136mm、一般部沈下 δs=50mm以下
27	住宅地直下に大断面トンネルをアンブレラ工法で掘る	本州四国連絡道路 舞子トンネル(舞子台部)	1996.02	25-32	岡澤達男	本州四国連絡橋公社	大阪層群上部亜層群(更新世中期)砂礫層(砂層、粘土層挟む)	礫層N=40~50	3車線掘削A=150m ² 併設トンネル、土被り20m以下に民家群、トレビチューブ、サイドバイル、脚部先行ウレタン注入	地表面変位 δs=30mm以下
28	土かぶり200mの未固結砂層を抜く	北陸新幹線八重原トンネル東工区	1996.06	7-15	前田昌康	日本鉄道建設公社	洪積世前期八千穂層群礫岩砂岩砂岩泥岩互層泥流	記載なし	土被り100m以上	変位挙動記載なし湧水対策主体
29	水圧と膨圧を各種補助工法で克服	北陸新幹線御牧駅トンネル東工区	1997.03	17-27	北川鉄蔵	日本鉄道建設公社	鮮新世～洪積世前期小諸層群布引累層	採在砂層均等係数Uc=2.53 細粒分含有率Fc=1.3%力学定数記載なし	湧水・土砂流出対策・膨張性地圧 土被り150m	変位は問題としていない
30	土かぶりの薄いメガネトンネルを掘る	第二神明道路(改築)小東山トンネル	1997.09	27-40	豊里栄吉	日本道路公社	大阪層群砂礫砂層、粘土層	変形係数E=200MN/m ² (2000kgf/cm ² , 解析入力値)	土被り8~35m、上部住宅地ライフライン、中央導坑先進メガネトンネル、MJS/バィブルFAGF脚部補強工併用	最終沈下量最大 δs=24mm、センタービラー上部のゆるみ沈下を検討
31	ため池の点在する地域を小土かぶりで施工	北陸新幹線新保利加窪トンネル西工区	1998.08	19-27	東博秋	日本鉄道建設公社	新第三紀泥岩砂岩(強風化帯)	強風化泥岩平均N=10, E=70kgf/cm ² , qu=0.9kgf/cm ² 、風化泥岩、平均N=20, E=230kgf/cm ² , qu=1.4kgf/cm ²	土被り20m以下注入式レグバィルAGP	脚部へ風化岩の分布により地表面沈下 δs=180~140mm
32	AGFと長尺鏡ボルトで交差点直下を掘る	横浜高速鉄道1号線 矢沢工区	1998.09	27-34	戸屋勉	横浜市	洪積世下末吉層シルト層挟在細砂層(0.13Ma)N=35~50以上		土被り18m程度、単線鉄道トンネル上下線併設、AGF長尺鏡ボルト、ストラット全断面閉合	天端沈下 δc=3mm以下、地表面沈下記述なし
33	長尺鋼管フオアバィリングを用いた坑口の沈下挙動	長野県聖沢トンネル	1998.10	28-29	粕尾明弘、森直樹、伊藤広明、山本和義	長野県	第四系豊野層シルト細砂互層、水内層	豊野層下部砂層 C=0.15~0.91kgf/cm ² , φ=25.8~37.4°	坑口区間3車線拡幅断面、地上送電線鉄塔沈下防護、AGFウイングリブ	地表面沈下 δs=10~28mm
34	箱根新道直下を小土かぶりで掘る	奥湯本IC	1998.12	19-25	木村岸夫	日本道路公社	土石流堆積物(粘土混り玉石層)	変形係数E=100kgf/cm ² (設計値)	土被り7m箱根新道直下、バィブルーフ、脚部補強ボルト	地表面沈下 δs=13mm
35	都市NATMIによる大断面双設トンネル	名古屋高速1号線 東山トンネル	1999.00	21-29	野村耕司	名古屋高速道路公社	鮮新世東海層群矢田川累層砂-シルト粘土層互層	シルト粘土層N=10~40変形係数D=110~750kgf/cm ² qu=1.6~7.6kgf/cm ²	土被り15~45m、住宅地～東山公園直下、地下鉄シルトトンネル(後行)との交差あり、掘削A=120~140m ² 上下線併設トンネル	計画-施工中地表面計測データなし
36	住宅密集地下・含水未固結地山を掘る	神戸市高速道路2号線 長田トンネル	1999.02	19-30	中尾次生	阪神高速道路公社	大阪層群下部層礫質土砂質土、粘性土互層 更新世後期段丘礫層	変形係数 大阪層群E=500~1200kgf/cm ² 段丘層300kgf/cm ²	土被り15~48m(平均30m)、掘削103~186m ² 大断面南北行線併設、トレビチューブ(ルーフ)脚部補強工(ジェットグラウト)、脚部補強工(ウレタン注入)	天端沈下 δc=32mm以下、地表面沈下記述なし

表 3-1-4 施工実績^{17)～57)} (その4)

第四紀層・粘性土地山施工事例文献											
	主題	副題	出版	発表年月	頁	著者名	所属	地 質	物性	施工条件補助工法	変位挙動
37	先行水抜きシールドを併用したNATM	北陸新幹線 備前トンネル	トンネルと地下	1999.05	7-12	仲川雅勇	日本鉄道建設公団	更新世から完新世 浅間火砕流(軽石流堆積物)	C=0.5kgf/cm ² , φ=35~45°, 一次軽石流 N=10~50, 二次軽石流N=40~50以上	土被り25m以下, 水抜導坑シールド	変位など本坑施工データ記載なし
38	小口径二管先受工法で巨礫混じり地山を掘る	北陸自動車道 高の峰トンネル	トンネルと地下	1999.05	13-19	嘉指登志也	日本道路公団	鮮新世鬼伏層砂礫層(巨礫混じり)	菱形係数E=100kgf/cm ² (逆解析物性値)	ゴンザ川区間土被り4m φ60.5mm小口径先受, 注入手式フットボルト	地表面沈下 δ s=6mm
39	深層湿和処理工法等で軟弱な坑口部を突破	栃木県一般県道 葛生船越線 古越路トンネル	トンネルと地下	1999.08	31-38	山田和美	栃木県	ローム質土更新世, 旧産錐堆積物	沼田側 N=2~5 葛生側 N=2~5 基盤(風化チャート浅い)	沼田側 土被り3~8m 法面保護DJM; 先受AGF 葛生側 土被り4~10m 脚部補強パイル, AGFウインググリブ	沼田側坑口 δ s=30mm最大 葛生側 δ s=80mm最大
40	蟹沢トンネルの長尺先受工区間の変形挙動	長野県広域農道 蟹沢トンネル	土木学会第54回年次講演会	1999.09	52-53	渡辺浩平, 粕尾明弘, 森直樹, 安藤拓	清水建設	第四系水内層シルト層	E50=6500kgf/cm ² , C=32.5kgf/cm ² , φ=0°	土被り20~25m AGF+フットパイル+サイドパイル	天端沈下 δ c=15~22mm 三次元有限要素解析と一致
41	国道4号の盛土工区間をAGF工法で掘る	東北新幹線 第2五日市トンネル	トンネルと地下	2000.03	7~17	田村栄二郎	日本鉄道建設公団	盛土及びシルト質細砂(所属不明)	シルト質細砂N=11~22	国道4号線直下 土被り5m 二重AGF 脚部補強ボルト	地表面沈下 δ s=63mm最大
42	大深度ディーブウェルで火砕流台地を掘る	東北新幹線 八甲田トンネル 梨ノ木工区	トンネルと地下	2000.06	7~13	佐々木裕	日本鉄道建設公団	八甲田火砕屑層(Ⅰ期火砕流~Ⅱ期火砕流), 軽石~軽石質凝灰岩	軟質ボケットを伴う軽石(質)凝灰岩 qu=5~13kgf/cm ² (溶結部25~38)	Ⅱ期火砕流調査坑工事を行うて湧水対策を記述	
43	洪積シルト層におけるフェイスイスボルトの挙動	長野県広域農道 蟹沢トンネル	土木学会年次学術講演会講演要集第3部(B)	2000.09		安藤 拓, 粕尾明弘, 森直樹, 山本和義		洪積世豊野層シルト層水内層シルト層	水内層シルト層 E=368kgf/cm ² , C=1.8kgf/cm ²	土被り20m	
44	低土被り地山における近接トンネルの施工(その1)-地表面沈下対策について-	東山トンネル 巻工区	土木学会年次学術講演会講演要集第6部	2000.09		黒田 則孝, 前田 雅行, 鈴木 雅行, 柳瀬 ひろし, 荒井 哲章			粘性土N=12~37 砂質土 N=6~49	土被り15m以下民家近接 上線近接道路トンネル AGF(ループ)脚部補強ボルト間	地表面沈下 δ s=10mm対策なし δ s=1~3mm 対策区間
45	低土被り地山における近接トンネルの施工(その2)-無掘幅長尺鋼管先受け工の試験施工について-	東山トンネル 巻工区	土木学会年次学術講演会講演要集第6部	2000.09		稲葉 秀雄, 鈴木 教義, 前原 弘光, 尾沢 孝三, 今村 新吾					
46	254mの超大断面都市NATM	鶴岡川恩廻公園調節池	トンネルと地下	2000.10	37-48	日村博	神奈川県	上総層群王禅寺層泥岩砂層(泥岩中にトンネルを計画)	泥岩 qu=3.68N/mm ² , E=500N/mm ²	家屋密集地直下土被り25m, 中央-頂設導坑先達3段ベンチカット高さ18.5m×幅17m大断面トンネル 土被り20m以下ライフライン下ロジネット先受け, クロスジェット脚部補強	内空変位 δ h=43mm(最大), 天端地下 δ c=25mm最大(地表面沈下記載なし)
47	小土被り都市トンネルにおける補助工法の選定	国道349号水戸トンネル	トンネルと地下	2001.06	37-41	山本稔		段丘礫層以下の更新世見和層下部層(Dc2), 天端と底盤はDg1, Dg2	DC2 N<10		
48	土かぶりの薄い住宅地直下を貫く	東北新幹線 滝沢トンネル	トンネルと地下	2001.07	7-14	熊耳哲雄	日本鉄道建設公団	洪積世岩手山火砕流泥流 Dpm, ロームDlm	Dlm N=3, E=25kgf/cm ²	B, C, D区間(Dlm)土被り~4m, 民家近接 ミニAGF 先行注入手式フットパイル, サイドパイル	地表面沈下 δ S=210mm最大, C対策区間 δ s=71mm(ディーブウェルの沈下29mm含む)

表 3-1-5 施工実績^{17)～57)} (その5)

第四紀層・粘性土地山施工事例文献											
	主題	副題	出展	発表年月	頁	著者名	所屬	地 質	物性	施工条件補助工法	変位挙動
49	鉄道営業線直下の NATM施工	東急東横線東 白楽～横浜地 下化	トンネルと地下	2002.05	7～15	島村祐司	東京急 行電鉄	第三紀固結シルト、細砂層		土被り10～30m、営業線直下 単線2～3連マガネ～複線トン ネル	地表面沈下量 $\delta s=8\text{mm}$ 以下
50	関西学園都市ヘア クセス路線を建設	京阪奈新線 生駒～登美ヶ 丘間	トンネルと地下	2003.03	7～15	都司尚	近畿日 本鉄道	鮮新世～更新世前期大阪層 群大八丁累層、宮方累層 砂・粘土層互層	物性記載なし	北大和トンネル 土被り26m 以下、住宅地直下、沈下対策 AGF+脚部補強工	計測結果記載なし

3.2. 地質学的なアプローチによる研究の位置付け

地質年代から研究対象としている地質の強度特性の位置付けを明確にする。また、シールド工法を採用の一つの基準として考えられている「未固結地山」について、地質学および工学的定義を行い、本研究の位置付けを明確にする。

3.2.1. 地質年代と強度による定義

第四紀の地層は地質時代の中では新しい地層であり、圧縮・圧密により岩石となる途中の産物である。続性作用が時間とともに進行することから、第四紀の地層の中でも、完新世から更新世前期にかけて強度が増加(間隙比が低下)する中、本研究の対象とする豊野層は更新世中期の地層とされ、図 3-1 に示すように中間的な強度特性領域に位置付けられる。

既往の施工事例に示したように、更新世前期以前の粘性土は高強度で地表面沈下を制御できている事例が多いのに対し、本研究の対象地山である更新世中期以降になると地質年代が比較的新しいため、地山の物性に明らかな差がみられ、地表面沈下など変位の制御が難しい地山条件となる。ただし、崖錐層やローム層では層厚が薄く、分布が小規模であるため、トンネルの基礎部分まで達するような大規模な場合を除いて、地表面沈下の制御が大きな問題とはならないことが多い。これに対し、本研究では変形の大きい粘性土層が層厚 50m でトンネルの基礎部分まで厚く分布しており、トンネルの支持層となる粘性土層が深くまで分布していることが、トンネルの挙動と地表面沈下の制御を難しくする要因であり、本研究の重要な点と言える。

沈下対策の工法等の選定は、対象となる地質の延長によって異なり、地質の分布延長も重要な要素となる。本研究において対象としている工区は、約 3,000m のほぼ全延長に渡り、変形が大きい粘性土が分布する。また、これらのトンネルの地層が傾斜・褶曲し、トンネルに対し、縦断・横断方向共に大きく斜交して分布するのが特徴である。地層・層相によって、物性・変形性が異なり、結果としてトンネルの区間によって変形・沈下特性が異なり、補助工法を適宜変更しながら掘削を進めた。このように掘削条件が多様に変化する中で、その条件に対応した工法が選択することができる点で、NATM はシールド工法に比べ、合理的な構造体を選択することができ、その活用方法の拡大も利点である。

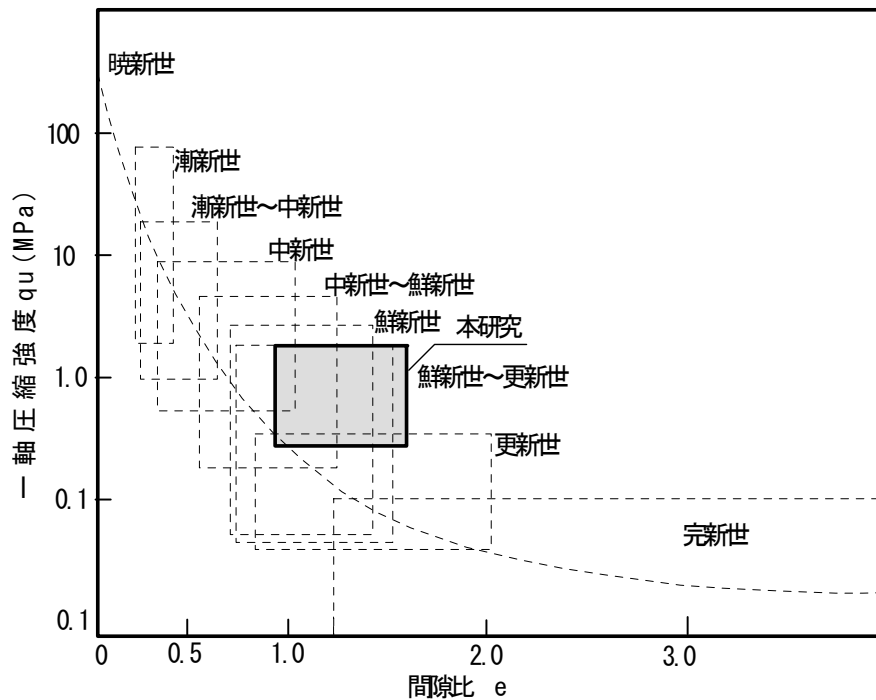


図 3-1 地質時代と泥質堆積物の物性 (Okamoto et al⁹⁾に加筆)

3.2.2. 地山の限界ひずみによる未固結地山の定義

「未固結粘性土地山」に関し、既往事例では明瞭な定義は見られないが、更新世前期～鮮新世の粘性土で N 値 70 以上、変形係数 $E=100\text{MPa}$ を越えるものまでも未固結とする事例が多い^{10), 11)}。これに対し本研究では、これを下回る N 値平均 30 程度、変形係数 $E=40\sim 20\text{MPa}$ 前後で推移する更新世中期以降の地層を研究対象としており、これを未固結地山として定義する。

桜井らの提案¹²⁾によれば、地山の安定性をその限界ひずみにより評価することができる。研究対象としている地山のトンネル掘削で発生したひずみは、図 3-2 に示すとおり、一軸圧縮強度から想定される限界ひずみの上限ないしこれに近接するレベルで推移しており、掘削後の計測データから変位の制御が難しい地山と判断され、これらの観点から本研究対象地盤を「未固結粘性土地山」と位置付けることができる。

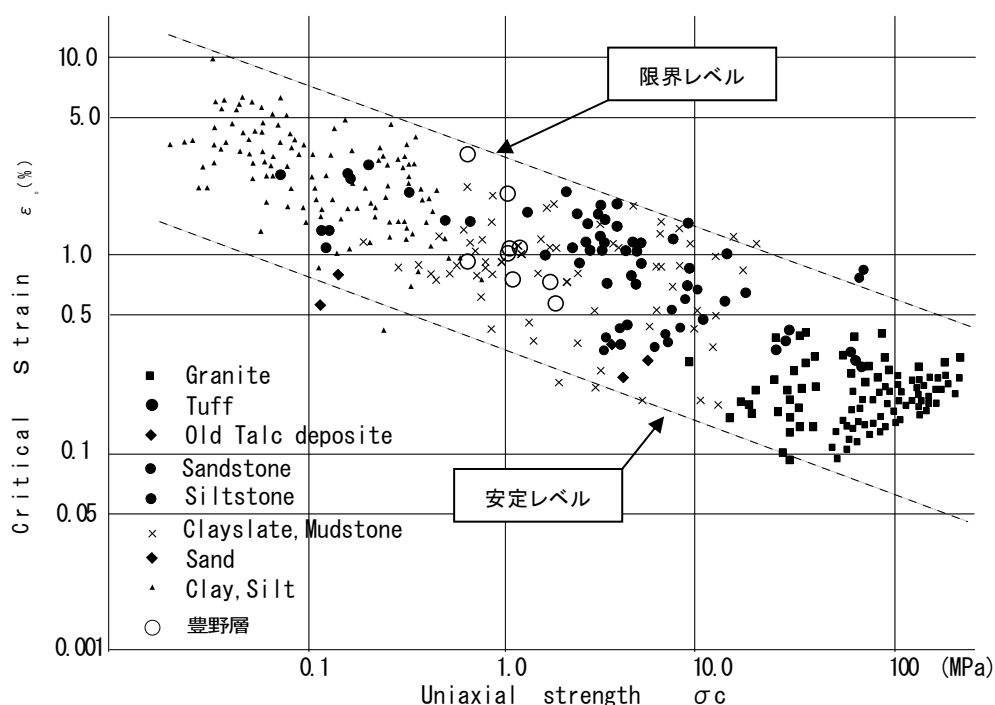


図 3-2 室内試験による限界ひずみと一軸圧縮強度との関係

(桜井ら(1982)¹²⁾の原図に加筆)

3.3. 北陸新幹線高丘トンネルの概要

本研究は北陸新幹線高丘トンネルの施工により得られたデータを対象とし分析等を行った。

高丘トンネルは平成 26 年度完成予定である北陸新幹線長野・金沢間の高崎起点 131km552m～138km500m、長野県中野市に位置する延長 6,938m の鉄道トンネルであり、2 工区に分け、施工を進めている。そのうちの南工区（延長 2,948m）の 880m の掘削で得られたデータにより分析を行う。

地質は「第四紀更新世中期」の湖成堆積層とされる「豊野層の粘性土層」を主体とし、前述で定義する「未固結地山」である。工区のほぼ全延長に渡って、この粘性土が広く分布する。トンネルルートは「長野盆地西縁断層系(長丘断層)」に沿って、その活動に伴い隆起・形成された「長丘丘陵」を縦貫する(図 3-3)。特に南工区では住宅団地など市街化が進んでおり、平均 20m 前後の土被りの都市及び都市近郊における NATM いわゆる「都市 NATM」と位置付けられる。

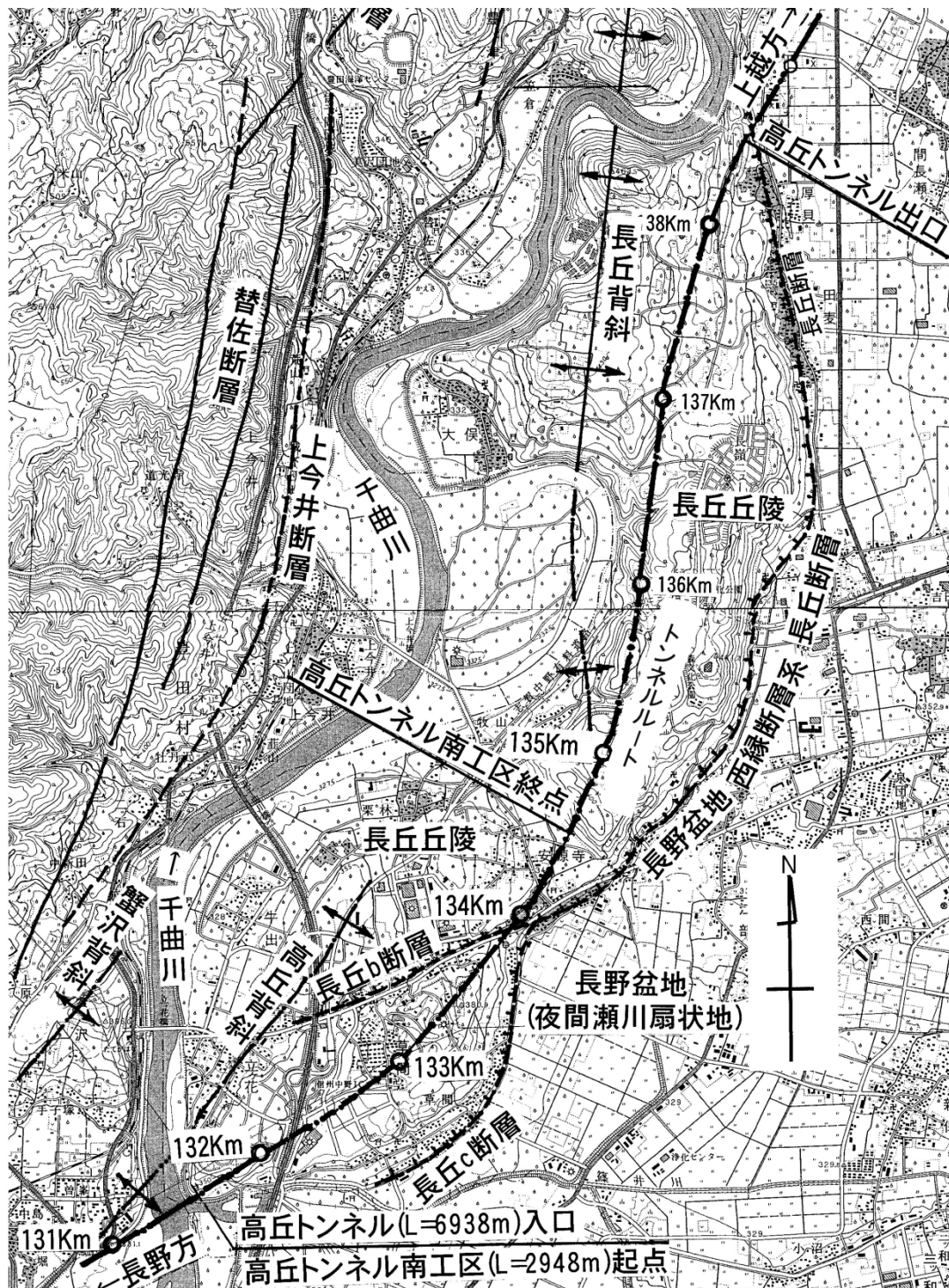


図 3-3 長丘丘陵と高丘トンネルルート平面図

3.3.1. 地形・地質概要

高丘トンネル南工区は最高標高 380m、概ね 340～350m の低丘陵性の長丘丘陵にあり、最大 58m、最低 8m、平均 20m 程度の土被りである。長丘丘陵の東縁は長野盆地の沖積地との境となる「長野盆地西縁断層(長丘断層)」であり、これは善光寺地震(1847 年)の震源断層とされ、第四紀を通じて活動を続けたとされている¹³⁾。

長丘丘陵の地質は、表 3-2¹⁴⁾に示す第四紀更新世前期の猿丸層相当層、同中期の豊野層、これらを覆って更新世後期とされる南郷層が地表付近に分布する。この内、トンネル掘削の主体となるのは豊野層であり、主にシルト層からなる。このシルト層の中に砂層、礫層、凝灰角礫岩が一部に挟在している。シルト層は固結度が低く、一軸圧縮強度が 0.5～1.6MPa 前後であり、地山強度比の低い区間を中心に塑性地圧が発生し、大きな内空変位が発生する可能性を有する。また、変形係数が小さいため、トンネル基礎の支持力が弱く、トンネルとその脚部の沈下が大きくなり、地表面沈下に影響を及ぼすと考えられる。

表 3-2 地質時代区分と本地域の層序¹⁴⁾

紀	世	絶対年代 (万年)	研究対象地山の地域の層序	
第四紀	完新世 (沖積世)	～1.0	沖積埋谷層、崖錐層	
	更新世 (洪積世)	後期	南郷層	
		中期	豊野層	観音山シルト部層 高丘砂シルト部層
		前期	猿丸層相当層	
第三紀	鮮新世	～177		

また、長丘丘陵は長丘断層の第四紀以降の活動とこれに伴う褶曲運動により隆起することで形成され、丘陵を構成する豊野層は構造運動の影響を受け難い、比較的新しい年代の地層であるが、地層面は大きく傾斜し、褶曲・断層が発達している点が特徴的である。豊野層に挟まれる砂層は、均等係数が 5.0 以下と粒径の揃った未固結層のため、この砂層が切羽の自立性を悪化させ、湧水を伴った場合、容易に土砂流出が発生する。一方で挟在される凝灰角礫岩は固結度が高い。

3.3.2. 層序と物理特性

研究対象としているトンネルは、斜路(作業坑)で本坑交点 133km650m に取り付き、ここから長野方、上越方双方へ向けて掘削を進めた。対象地山の層序を図 3-5 に示す。地質構造上の上位層は礫混じり細粒砂層を含み、砂層、礫層を挟在する高液性限界粘土(CH)で低強度の粘性土層を主体とした粘土層で、これを「m1」粘土層とした。

同層の分布区間より長野、上越方の双方に凝灰角礫岩、砂層、礫層を頻繁に挟む粘性土層が分布する。これは 平面図、縦断図(図 3-4)に示すとおり、地層が大きく傾斜、変形している為、繰り返しトンネルに現れるものである。構造的には「m1」の下位層にあたるもので、これを「m2」シルト層とした。

赤羽(1992)¹⁵⁾によれば「豊野(累)層」は、本地域では上位の「観音山シルト部層」と下位の「高丘砂シルト部層」に区分されるが、層相と層序から、前者が「m1」、後者が「m2」に対応するものと考えられる(図 3-2)。

この 2 層は物理特性が異なり、土質分類上、「m1」が高液性限界粘土(CH)、「m2」が高液性限界シルト(MH)である。両者を合わせて「粘性土」と呼称する(図 3-6、図 3-7)。物理特性の違いに伴い強度特性も異なる。m1 は変形係数が 40MPa 以下、平均一軸圧縮強度は 1.0(±0.2)MPa に対し、m2 の変形係数は 55MPa 以上、平均一軸圧縮強度も 1.5MPa と明らかに違いが見られる。

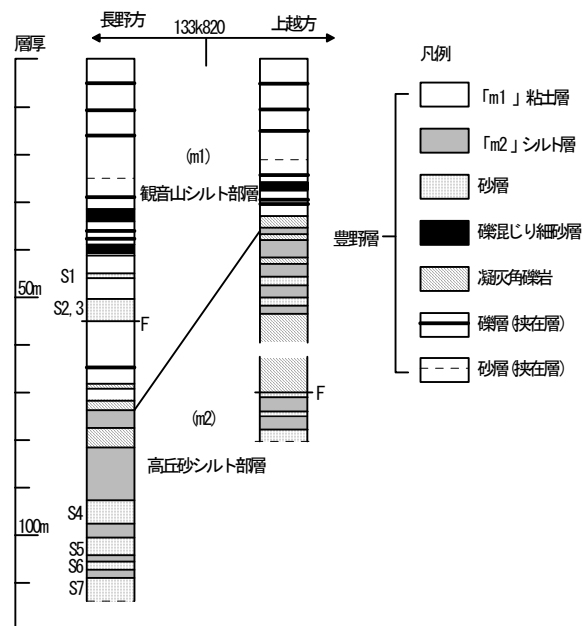


図 3-5 層序対比図

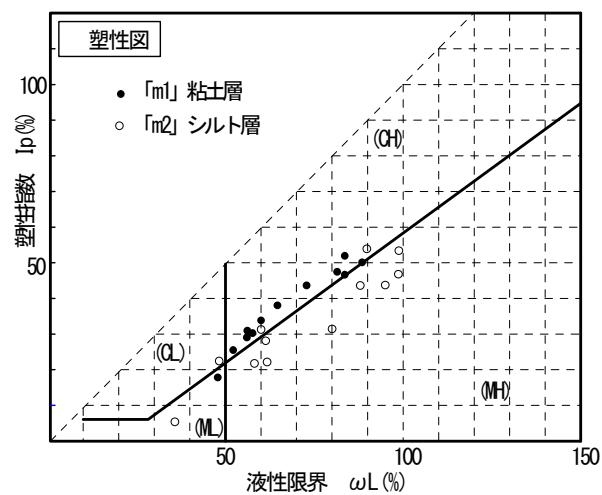


図 3-6 塑性図

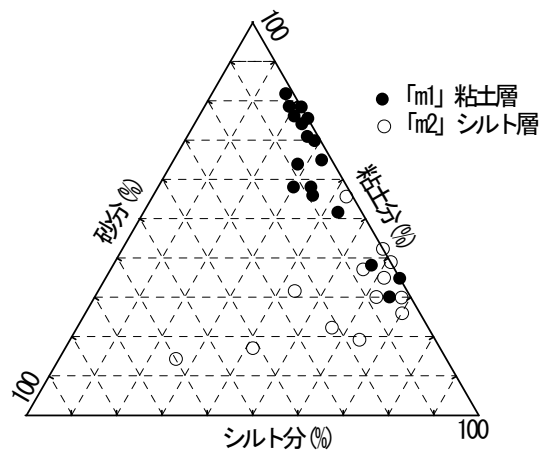


図 3-7 細粒土三角分類図

図 3-8 は桜井ら¹⁶⁾が都市 NATM とシールドの施工実績がある地山の一軸圧縮強度と変形係数の関係について整理した図である。

青線で囲まれた部分及び「○」印はシールド工法による施工実績である。桜井ら¹⁶⁾によれば変形係数 100MPa、一軸圧縮強度 1.0MPa 以下が概ねシールド工法適用の境界に位置する地山強度としており、概ねその状況が図より見て取れる。

黒い実線で囲まれた部分及び「●」印は都市 NATM の施工実績である。NATM は排水構造を基本とするため、砂層は粘性土と比較し、排水が半強制的に進行し地山の自立性や強度が確保され易い。加えて、水抜きボーリング等の水処理を併用することで、更に地山の自立性等が確保される。その他にも、止水注入等の水処理（間隙水の排水及び注入材による土粒子間の結合）により、地山の強度を確保することで掘削が可能となり、粘性土と比較して施工実績が多い。前述したように、シールドによる施工基準と考えられる変形係数 100MPa、一軸圧縮強度 1.0MPa 以下においても、都市 NATM の施工実績が見受けられる。これは前述したように、地下水対策を十分に行った結果の実績である。更に変形係数 5MPa 以下、一軸圧縮強度 0.05MPa 以下と非常に小さい領域に実績がある。これは第四紀更新世中期の成田砂層の実績であるが、サンプリング時の問題及び砂層のため挟在する細粒分の多いところで試験した結果であり、この強度における一般的な施工可能性を示すものではない。

粘性土について、明確な定義付けはできないが、軟岩と言われる固結した粘性土については、大阪層群に代表される第四紀更新世前期の地質において NATM の施工実績がある。しかし、変形係数、一軸圧縮強度の大きさに関わらず、都市 NATM における小土被りで「未固結」と言われる地質での施工実績は殆ど見当たらない。粘性土はトンネル掘削時における短期間の排水がされ難く、水処理により地山の自立性を確保することは困難であると考えられる。それと共に、トンネル掘削に伴うトンネル周辺の地山の拘束圧低下に伴うダイレイタンスや間隙水圧低下の影響を考慮する必要があり、粘性土は砂層と異なった地山の挙動が考えられる。しかし、その挙動のメカニズムが明確になっておらず、NATM での施工は慎重にならざるを得ない。特に近接構造物への影響を考慮すれば、粘性土における都市 NATM の施工実績は少なくならざるを得ない。

以上の施工実績を踏まえ、本研究では都市 NATM での施工実績が皆無に等しい層序の順で下部にあたる「m2」層を都市 NATM 適用の領域の地質と位置付け、その上位に当たる「m1」層は、地山強度としてはシールド工法が適用される可能性を有する地質と捉え、施工方法によって、NATM が適用でき得る NATM とシールド境界領域の地質とし、研究対象とする。

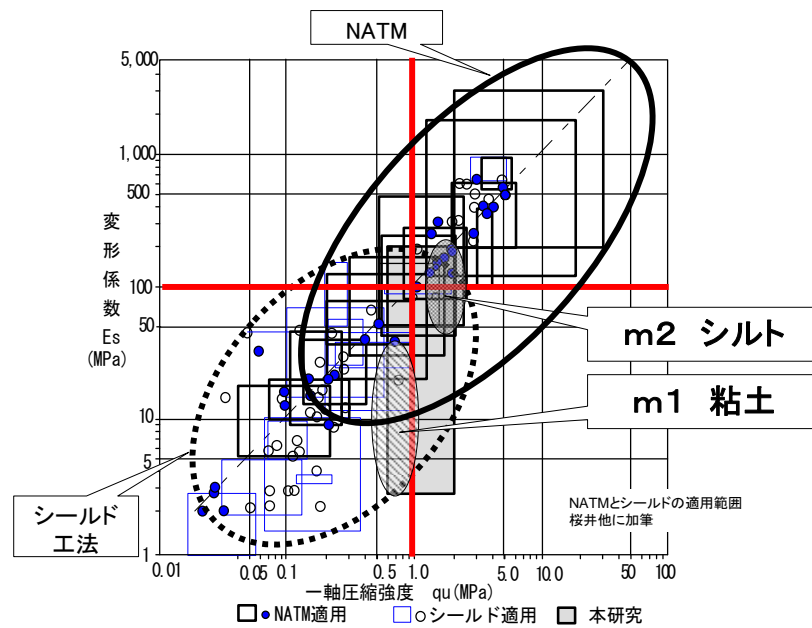


図 3-8 都市 NATM とシールド工法の適用範囲(桜井他¹⁶⁾に加筆)

3.3.3. 限界ひずみによる研究対象地山の評価

一軸圧縮強度から設定される地山の限界ひずみを算定¹²⁾し、断面水平ひずみ ε_h と対比させ、検討各区間のトンネル周辺地山の安定性を判定する。地山の限界ひずみのレベルは図 3-9 のように与えられる。なお、限界ひずみにおいて極限レベルを超えると全数の岩塊が崩壊することを意味する。

$$\varepsilon_h = \delta_h / B \times 100 \quad (\text{式 3.1})$$

ε_h : 断面水平ひずみ (%)

δ_h : トンネル水平変位 (内空変位) (mm)

B : トンネル掘削幅 (mm)

○レベルⅠ： $\varepsilon_1 = 10^{(-0.3441\text{Log}\sigma_c - 0.4227)}$	(安定領域)
○レベルⅡ： $\varepsilon_2 = 10^{(-0.3441\text{Log}\sigma_c + 0.0595)}$	(やや不安定な領域)
○レベルⅢ： $\varepsilon_3 = 10^{(-0.3441\text{Log}\sigma_c + 0.2995)}$	(不安定領域)
○極限レベル： $\varepsilon_u = 10^{(-0.3441\text{Log}\sigma_c + 0.5395)}$	(極めて不安定な領域)
	(限界領域)

σ_c : 一軸圧縮強度(MPa)
 $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, \varepsilon_u$: トンネル内空ひずみ(%)

注) 上記式はトンネル内空ひずみと一軸圧縮強度のディメンジョンが一致しないが、単位を固定して使用する算定式である。

図 3-9 地山の限界ひずみレベル¹²⁾ (算定式)

研究対象となる地質の特性を明確にするために地質構造の特徴や地山強度比などの観点から、検討区分を設定し、計測データを分析した。区分の指標は土被り H(図 3-10)、地山強度 q_u (一軸圧縮強度) (図 3-11)、地山強度比 G_n ($= q_u / \gamma \cdot H$, γ : 単位体積重量) (図 3-12) とし、構造運動の影響が顕著な区間は地質不良区間 (A~D)、および通常区間 (N1~N5) として分類した。検討区間の定義は変形特性の分析において行うこととするが、当該地山は表 3-3、表 3-4、図 3-13 に示すように限界ひずみは未固結地山と定義できるレベルとなっている。

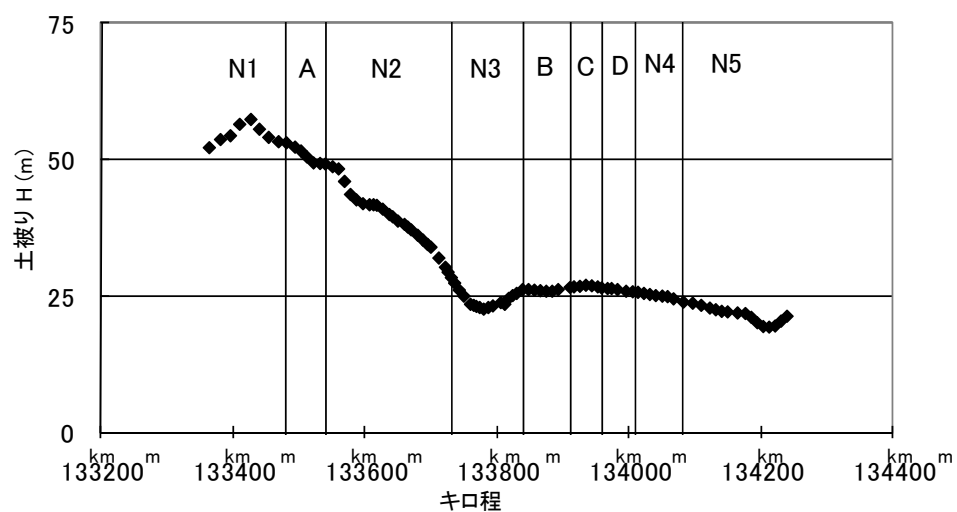


図 3-10 土被り H の分布

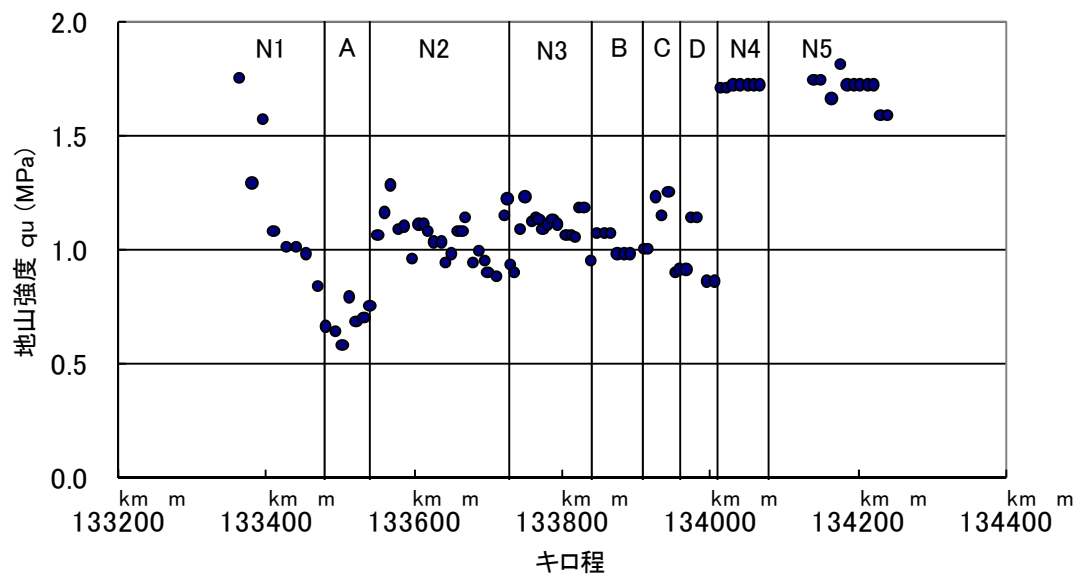


図 3-11 地山強度（一軸圧縮強度） q_u の分布

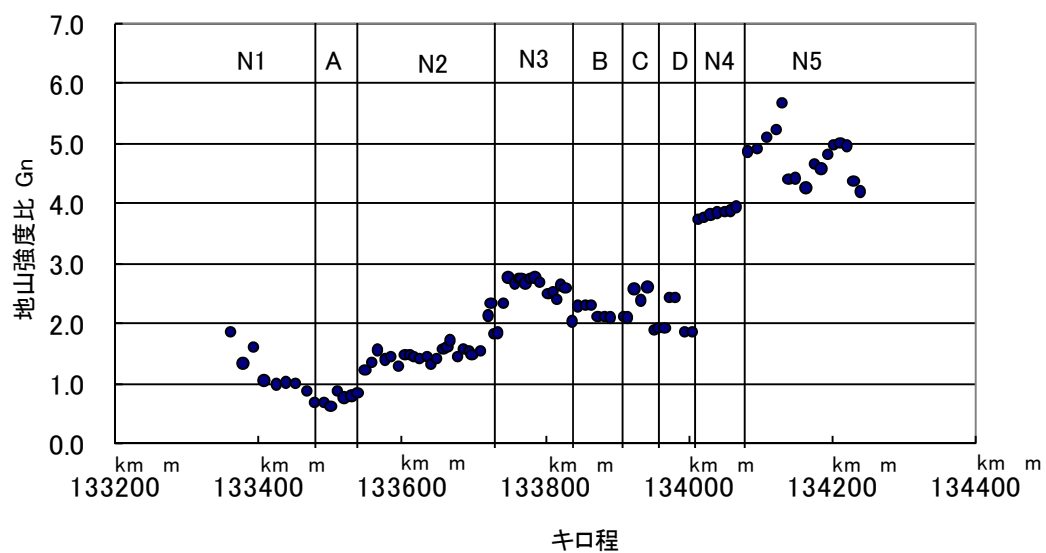


図 3-12 地山強度比 G_n の分布

表 3-3 限界ひずみによる地山の評価

区間名	検討区分	キロ程	地山強度 (MPa)	限界ひずみ (%)				断面水平ひずみ (%)	平均値のレベル
				レベルⅠ	レベルⅡ	レベルⅢ	極限レベル		
通常区間 1	N1	133km364m～ 133km364m	0.84 1.75 平均 1.19	0.36	1.09	1.89	3.28	0.61 2.75 1.09	レベルⅠ～レベルⅡ
低強度区間	A	133km481m～ 133km540m	0.58 0.79 平均 0.69	0.43	1.31	2.28	3.97	2.99 3.44 3.22	レベルⅢ～極限レベル
通常区間 2	N2	133km551m～ 133km726m	0.88 1.28 平均 1.05	0.37	1.13	1.97	3.42	0.49 1.86 1.07	レベルⅠ～Ⅱ
通常区間 3	N3	133km731m～ 133km839m	0.90 1.23 平均 1.09	0.37	1.12	1.95	3.39	0.28 1.89 0.75	レベルⅠ～Ⅱ
多亀裂区間	B	133km848m～ 133km902m	0.98 1.07 平均 1.03	0.38	1.14	1.99	3.46	1.37 0.61 1.02	レベルⅠ～Ⅱ
背斜軸区間	C	133km911m～ 133km959m	0.90 1.25 平均 1.06	0.37	1.13	1.96	3.41	1.36 2.39 2.03	レベルⅢ～極限レベル
向斜軸区間	D	133km968m～ 134km006m	0.86 1.14 平均 0.98	0.38	1.16	2.02	3.51	0.68 1.27 0.92	レベルⅠ～Ⅱ
通常区間 4	N4	134km014m～ 134km068m	1.71 1.72 平均 1.72	0.32	0.96	1.67	2.89	0.50 1.08 0.73	レベルⅠ～Ⅱ
通常区間 5	N5	134km083m～ 134km240m	1.59 2.27 平均 1.84	0.31	0.94	1.63	2.83	0.38 0.84 0.58	レベルⅠ～Ⅱ

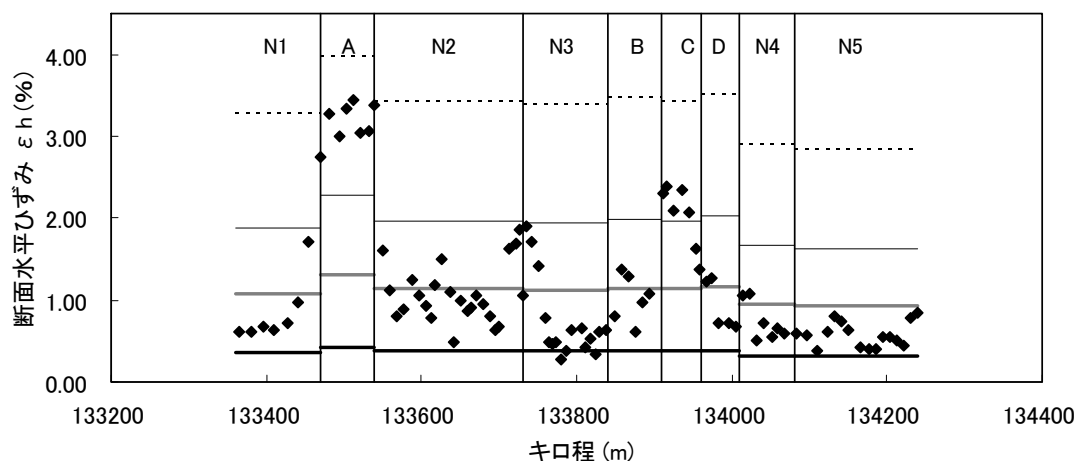
(注) 地山強度（一軸圧縮強度）の欄の上段：範囲（上限値及び下限値）、下段：平均値を表わす。

(注) 地山強度（一軸圧縮強度）は圧縮を正とする。

(注) 水平断面ひずみの欄の上段：範囲（上限値及び下限値）、下段：平均値を表わす。

表 3-4 限界ひずみによる地山の評価結果

区間	レベル
N1区間(通常)	やや不安定領域～不安定領域
A区間(低強度)	極めて不安定な領域
N2区間(通常)	やや不安定領域～不安定領域
N3区間(通常)	やや不安定領域～不安定領域
B区間(多亀裂)	やや不安定領域～不安定領域
C区間(背斜軸)	極めて不安定な領域
N4区間(通常)	やや不安定領域～不安定領域
N5区間(通常)	やや不安定領域



—— レベルⅠ - - - - レベルⅡ レベルⅢ - · - · - 限界レベル

図 3-13 限界ひずみによる地山の評価

参考文献

- 1) 矢澤美邦他：横浜都市部における大断面地下河川の施工，トンネルと地下 Vol21, No10, pp. 7-12, 1990.
- 2) 平井喜一他：土かぶりの浅い粘性土地山を掘る-北陸自動車道泊トンネル，トンネルと地下, Vol16, No12, pp. 13-22, 1985.
- 3) 荻野幸男他：パイプルーフ併用一次閉合式 NATM で第三京浜道路下を抜く-横浜地下鉄 3 号線北の谷トンネル，トンネルと地, Vol22, No12, pp. 13-22, 1991.
- 4) 山田和実他：深層混合処理工法で軟弱な坑口部を突破-栃木県一般県道葛生船越線古越路トンネル，トンネルと地下, Vol30, No8, pp31-38, 1999.
- 5) 剣持三平：土かぶりの浅い盛土層を掘る-野岩線第 1 イノ原トンネル，トンネルと地下, Vol16, No3, pp. 53-58, 1985.
- 6) 熊耳哲雄他：土かぶりの浅い住宅地直下を貫く-東北新幹線幹線滝沢トンネル，トンネルと地下, Vol32, No7, pp. 7-14, 2001.
- 7) 若林直他：段丘堆積層でのトンネル施工での地山挙動-一般国道 40 号富和トンネル，トンネルと地下 Vol23, No11, pp. 7-12, 1992.
- 8) 東博秋他：ため池の点在する地域を小土かぶりで施工-北陸新幹線幹線新倶利伽藍トンネル西工区，トンネルと地下, Vol29, No8, pp. 19-27, 1998.
- 9) Okamoto, R., et al :Proc. Int. Sympo. on Weekrock, pp. 89-101, 1981.
- 10) 小林隆幸：市街地直下のメガネトンネル-第二明神道路（改築）小東山トンネル，トンネルと地下, No8, pp. 49-59, 1994.
- 11) 小林隆幸：土かぶりの薄いメガネトンネルを掘る-第二明神道路（改築）小東山トンネル，トンネルと地下, No9, pp. 27-40, 1997.
- 12) 桜井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集第 317 号， pp. 93-100, 1982.
- 13) 信濃毎日新聞社編：信州の活断層を歩く， pp. 33-35, 1998.
- 14) 地学団体研究会：新版地学事典第四紀編年表 pp20 平凡社, 1996.
- 15) 赤羽貞幸他：中野地域の地質，地域地質研究報告 5 万分の 1 地質図幅，新潟(7) 第 85 号, 1992.
- 16) 桜井春輔編著：都市トンネルの実際， pp. 7-15, 鹿島出版会, 1995.
- 17) 吉川光幸：未固結地山での NATM 施工実績と施工管理-津軽海峡線本州方トンネル群（大川平，今別，浜名トンネル），トンネルと地下， pp7-18, 1986. 06
- 18) 伊藤友太郎：軟岩層の湧水地帯を NATM で掘る-JR 小千谷第 2 発電所 第 1 水路トンネル，トンネルと地下， pp35-46, 1987. 05

- 19) 石岡廣一郎：八戸市 3.4.11 街路トンネル-湊トンネル, トンネルと地下, pp21-27, 1988. 11
- 20) 須田稔：未固結地盤に偏平大断面トンネルと掘る-横浜横須賀道路長浜トンネル, トンネルと地下, pp51-59, 1989. 03
- 21) 松川安満：大断面双設トンネルを CD. NATM で掘る-多摩ニュータウン幹線 南大沢トンネル (仮称), トンネルと地下, pp7-16, 1989. 10
- 22) 萩野幸男：ウォータータイトトンネルに挑戦-横浜市地下鉄 1 号線, トンネルと地下, pp37-45, 1989. 11
- 23) 小泉光政：土砂地山に土かぶりの薄い 3 車線トンネルを掘る (その 1) -東名改築・所領トンネル, トンネルと地下, pp15-23, 1990. 05
- 24) 小泉光政：土砂地山に土かぶりの薄い 3 車線トンネルを掘る (その 2) -東名改築・所領トンネル, トンネルと地下, pp43-51, 1990. 06
- 25) 大森喜三雄：玉石混じり砂礫層を CD-NATM で掘る-札幌市地下鉄東豊線 (3 号線) 月寒トンネル, トンネルと地下, pp51-57, 1991-06
- 26) 師岡紀男：坑口部の軟弱二次堆積ロームを克服-一般都道平井上川線網代トンネル, トンネルと地下, pp7-14, 1991. 12
- 27) 松岡学：拡幅部を NATM で施工-横浜市地下鉄 3 号線あざみ野工区, トンネルと地下, pp33-42, 1992. 05
- 28) 水落昭男：住宅密集地で土被りの小さい大断面双設トンネルを掘る-横浜市環状 2 号線 港南トンネル, トンネルと地下, pp7-14, 1993. 04
- 29) 坂山安男：低土被りに偏平大断面トンネルを掘削-山陽自動車道 平井トンネル, トンネルと地下, pp15-28, 1993. 06
- 30) 岡野成敏他：未固結地山におけるトンネル挙動に関する一考察-札幌地下鉄月寒トンネル, 土木学会北海道支部平成 4 年度論文報告集, pp233-238, 1993. 10
- 31) 西村増雄：併用中のトンネルに近接してトンネルを掘る-阪奈トンネルの施工に伴う影響評価手法と管理体制, トンネルと地下, pp21-26, 1994. 04
- 32) 財津勝：慢性的な交通渋滞箇所の解消を目指す-横浜新道 (拡幅) 保土ヶ谷トンネル, トンネルと地下, pp7-14, 1994. 05
- 33) 渡邊清：新幹線を横断する水路トンネル-横浜市・帷子川分水路 (新幹線横断区間), トンネルと地下, pp17-24, 1994. 07
- 34) 小森和男：土かぶりの浅い未固結地山を掘る-首都高速王子線飛鳥山トンネル, トンネルと地下, pp23-34, 1994. 08
- 35) 大塚正幸他：上半 CD 工法における変位挙動に関する一考察, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp1158-1159, 1994. 10

- 36) 財津勝：沖積低地に偏平大断面トンネルを掘る-横浜横須賀道路長浜トンネル，トンネルと地下，pp13-20, 1994. 11
- 37) 岡澤達男：住宅地直下到大断面トンネルをアンブレラ工法で掘る-本州四国連絡道路 舞子トンネル（舞子台部），トンネルと地下，pp25-32, 1996. 02
- 38) 前田昌康：土かぶり 200m の未団結砂層を抜く-北陸新幹線 八重原トンネル東工区，トンネルと地下，7-15, 1996. 06
- 39) 北川鉄蔵：水圧と膨圧を各種補助工法で克服-北陸新幹線 御牧原トンネル中工区，トンネルと地下，pp17-27, 1997. 03
- 40) 豊里栄吉：土かぶりの薄いメガネトンネルを掘る-第二神明道路（改築）小東山トンネル，トンネルと地下，pp27-40, 1997. 09
- 41) 戸屋勉：AGF と長尺鏡ボルトで交差点直下を掘る-横浜高速鉄道 1 号線 矢沢工区，トンネルと地下，pp27-34, 1998. 09
- 42) 粕尾明弘他：長尺鋼管フォアバイリングを用いた坑口の沈下挙動-長野県蟹沢トンネル，第 53 回年次講演会，pp28-29, 1998. 10
- 43) 木村岸夫：箱根新道直下を小土かぶりで掘る-奥湯本 IC，トンネルと地下，pp19-25, 1998. 12
- 44) 野村耕司：土地 NATM による大断面双設トンネル-名古屋高速 1 号線 東山トンネル，トンネルと地下，pp21-29, 1999.
- 45) 中尾次生：住宅密集地下・含水未固結地山を掘る-神戸市高速道路 2 号線 長田トンネル，トンネルと地下，pp19-30, 1999. 02
- 46) 仲川雅勇：先行水抜きシールドを併用した NATM-北陸新幹線 借宿トンネル，トンネルと地下，pp7-12, 1999. 05
- 47) 嘉指登志也：小口径二十管先受工法で巨礫混じり地山を掘る-北陸自動車道高の峰トンネル，トンネルと地下，pp13-19, 1999. 05
- 48) 渡辺浩平他：蟹沢トンネルの長尺先受工区間の変形挙動-長野県広域農道蟹沢トンネル，土木学会第 54 回年次講演会，pp52-53, 1999. 09
- 49) 田村栄二郎：国道 4 号の盛土区間を AGF 工法で掘る-東北新幹線 第 2 五日市トンネル，トンネルと地下，pp7-17, 2000. 03
- 50) 佐々木裕：大深度ディープウェルで火砕流台地を掘る-東北新幹線 八甲田トンネル梨ノ木工区，トンネルと地下，pp7-13, 2000. 06
- 51) 安藤拓他：洪積シルト層におけるフェイスボルトの挙動-長野県広域農道蟹沢トンネル，土木学会年次学術講演会講演概要集第 3 部(B)，2000. 09

- 52) 黒田二郎他：低土被り地山における近接トンネルの施工（その１）～地表面沈下対策工について～-東山トンネル藤巻工区, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 6 部, 2000. 09
- 53) 稲葉秀雄他：低土被り地山における近接トンネルの施工（その２）～無拡幅長尺鋼管先受け工の試験施工について～-東山トンネル藤巻工区, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 6 部, 2000. 09
- 54) 日村博：254 m²の超大断面都市 NATM-鶴見川恩廻公園調節池, トンネルと地下, pp37-48, 2000. 10
- 55) 山本稔：小土被り都市トンネルにおける補助工法の選定-国道 349 号水戸トンネル, トンネルと地下, pp37-14, 2001. 06
- 56) 島村祐司：鉄道営業線直下の NATM 施工-東急東横線東白楽～横浜地下化, トンネルと地下, pp7-15, 2002. 05
- 57) 都司尚：関西学園都市へアクセス路線を建設-京阪名新線 生駒～登美ヶ丘間, トンネルと地下, pp7-15, 2003. 03

第4章 第四紀未固結粘性土（北陸新幹線高丘トンネル）の変形特性

本章では都市及び都市近郊のトンネル掘削に当たって、適用地山についてシールド工法と NATM の境界領域と考えられる第四紀更新世中期以降の粘性土（北陸新幹線高丘トンネルの豊野層）に対し、NATM トンネルにおける変形特性を分析・評価する。

4.1. トンネル掘削に伴う豊野層の変形特性

都市 NATM の未固結粘性土におけるトンネルの設計・施工管理手法を確立するために研究対象地山の変形特性について分析した。本研究の主眼としている粘性土 m1 層を主体としてシルト m2 層が支配的な一部区間を含む 133km360m～134km240m の 880m 区間を前章で示した地質構造上の特徴を踏まえ、通常区間と地質不良区間に区分し、分析を行った。表 4-1 と表 4-2 に各区間の検討区分を示し、その分布を図 4-1 に示す。

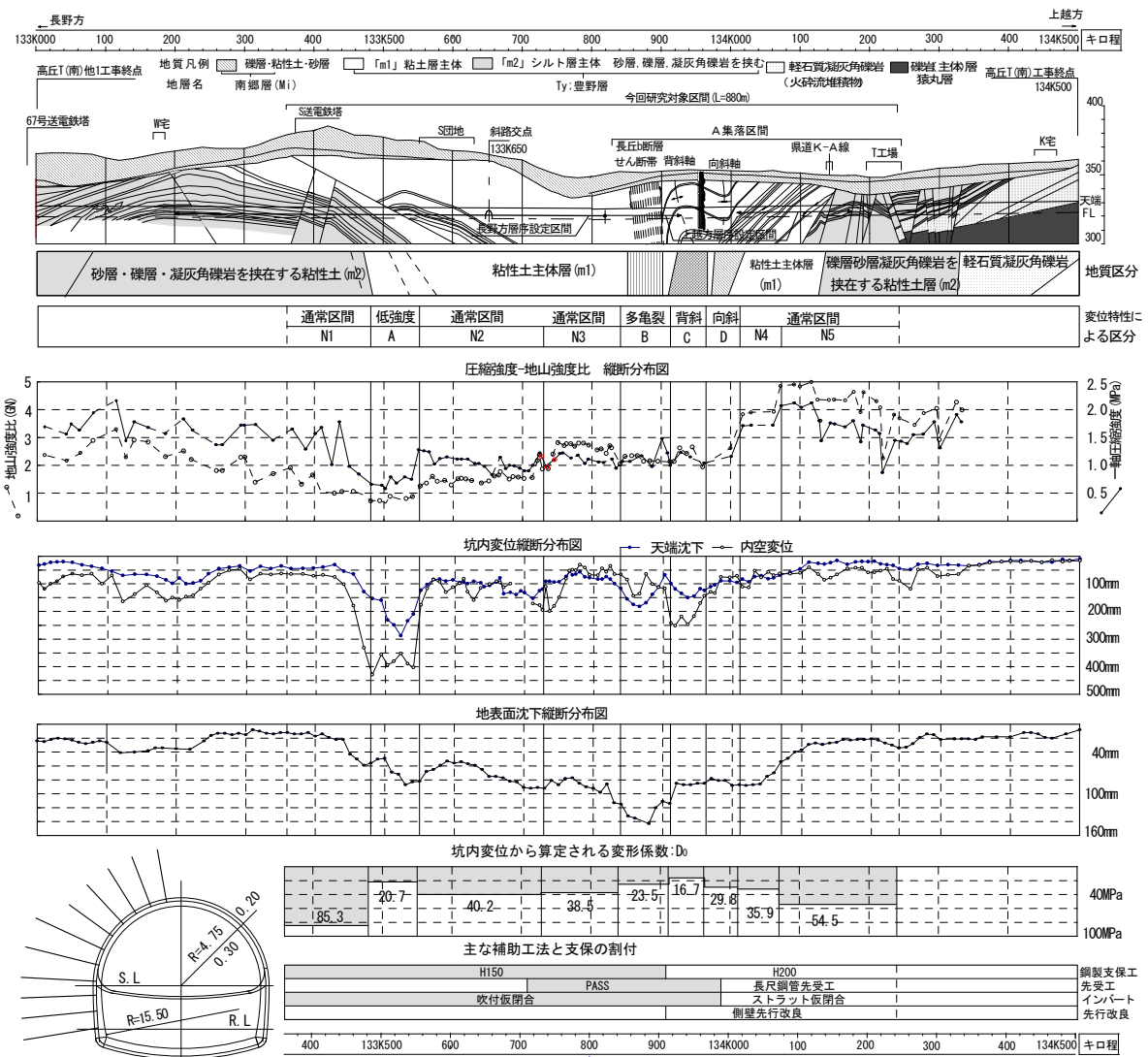
鋼製支保は H150 と H200 の 2 種類を施工した。補助工法として先受け工はコンクリート製プレライニング工法である PASS (Pre-Arch Shell Support) 工法と長尺鋼管先受け工である AGF (All Ground Fasten) を採用した。側壁部の地山補強のため、掘削に先行させ薬液注入を実施する側壁先行改良と断面の早期閉合のためにインバートコンクリートの下部にストラットを架設し、吹付けコンクリートを施工するストラット仮閉合を採用した。図 4-1 の最下部に各工法の概要図を示す。

表 4-1 検討区分(通常区間)

<p>●通常区間</p> <p>明瞭な地質不良や構造上の特徴のない通常の区間で、主に地山強度比 G_n、一軸圧縮強度 q_u を基準に区分した。</p>		
m2 層	N1	<p>土被りは 30m を超え、土被り大きいことにより、$G_n < 2.0$ と他区間より小さな値となる。</p> <p>(133km360m～480m L=120m)</p>
m1 層	N2	<p>N1 と同様に $G_n < 2.0$ となる。土被りは 30m を超えているが、N1 区間より一軸圧縮強度は大きく、土被りは小さいため、G_n は 30%程度大きい。</p> <p>(133km550m～730m L=180m)</p>
	N3	<p>m1 層において、平均的な一軸圧縮強度 $q_u \approx 1.0\text{MPa}$ である。土被り H は 30m 未満 (20～30m 程度) と、N1、N2、区間と比較して小さく、このため、$G_n > 2.0$ となる。N3、N4、N5 区間は土被りが 30m 未満と同程度の土被りであるが一軸圧縮強度の違いにより、G_n が一番小さい。</p> <p>(133km730m～840m L=110m)</p>
	N4	<p>$q_u > 1.5\text{MPa}$ となり、$G_n > 3.0$ と安定した区間である。N3 区間より、一軸圧縮強度が大きいため、地山強度比が大きくなっている。</p> <p>(134km010m～070m L=60m)</p>
m2 層	N5	<p>土被りは 25m 以下と一番小さな土被りの区間であるが、$q_u > 1.5\text{MPa}$ となり、$G_n > 4.0$ と一番安定すると考えられる区間である。</p> <p>(134km080m～240m L=160m)</p>

表 4-2 検討区分(地質不良区間)

●地質不良区間		
m1 層	A	低強度区間 (133km480m～550m L=70m)
		qu<1.0MPa で平均 Gn=0.69 と、他区間に比べて特に地山強度比の小さい区間である。
	B	多亀裂区間 (133km840m～910m L=70m)
		qu≒1.0MPa と平均的な地山強度で Gn も 2.0 以上あるが、褶曲や小断層の影響で他区間に比べるボーリングコアの RQD が 50%程度と低く、粘性土としては特に亀裂が多い区間である。
	C	背斜軸区間 (133km910m～960m L=50m)
		強度的な性状は平均的だが、地質構造運動の影響で背斜軸構造が顕著な区間である。
	D	向斜軸区間 (133km960m～134km010m L=50m)
		C 区間と同様だが、向斜軸構造が顕著な区間である。



4.2. 坑内計測結果と地表面沈下量

地山の基本的な変形特性について、トンネルセンターにおける縦断方向の地表面沈下量と天端沈下量および水平内空変位量の各収束値を土被りと共に図 4-2 に示す。また、表 4-3 に各区間の計測データと支保構造及び補助工法を示す。

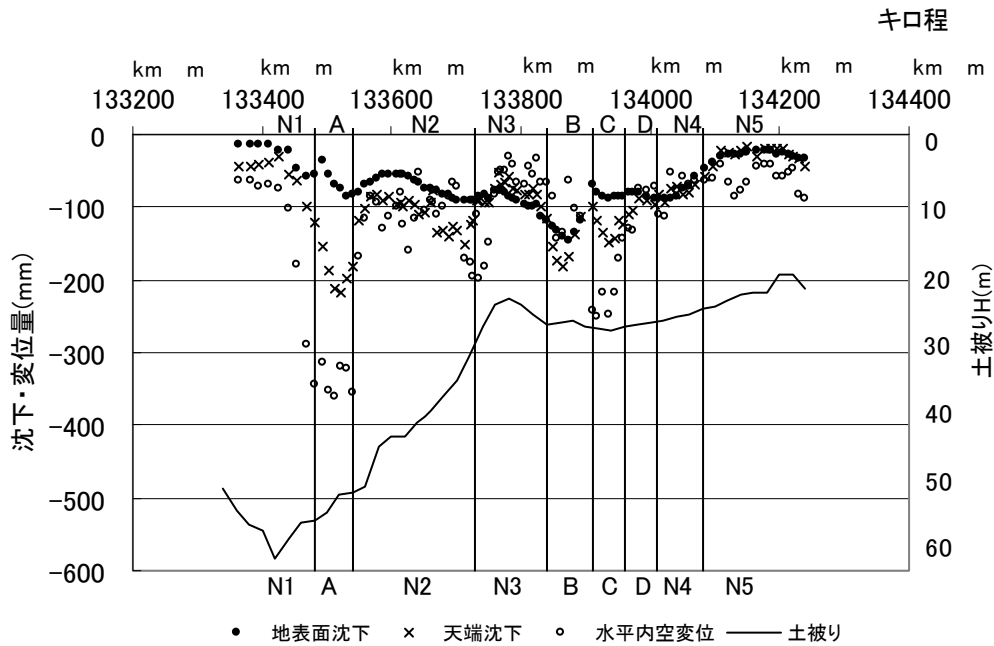


図 4-2 地表面沈下量と坑内計測結果

表 4-3 区間毎の計測結果等（区間平均）

	検討区分	N1	A	N2	N3	B	C	D	N4	N5
変形特性	地表面沈下量(mm)	-25	-66	-72	-91	-132	-82	-82	-78	-29
	天端沈下量(mm)	-52	-181	-108	-81	-155	-129	-98	-78	-29
	水平内空変位量(mm)	-114	-332	-113	-79	-107	-213	-97	-77	-61
地山特性	土被り比	5.2	4.8	3.7	2.3	2.5	2.5	2.5	2.4	2.0
	地山強度比	1.2	0.8	1.5	2.5	2.2	2.2	2.1	3.9	4.8
主な支保工・補助工法	鋼製支保工	H150	H150	H150	H150	H150	H200	H200	H200	H200
	先受け工	-	-	-	PASS	PASS	PASS	PASS	AGF	AGF
	側壁先行改良	-	-	-	-	-	O	O	O	O
	ストラット仮閉合	-	-	-	-	-	-	O	O	O

・土被り比H/D(H:土被り, D:トンネル断面の高さ)

・地山強度比 $G_n = q_u / (\gamma \cdot H)$ (q_u :一軸圧縮強度, γ :単位体積重量, H:土被り)

4.2.1. 通常区間

通常区間である平均一軸圧縮強度 q_u が 1.5MPa の「m2 層」が主体となる N1 は土被りが 50m を超え、平均地山強度比 G_n が 2.0 未満となるため、土被りが小さく、 G_n が大きくなる他の通常区間に比べ、水平内空変位量が卓越する。一方、地表面沈下量は平均 25mm と小さく、トンネル周辺の地山の挙動が地表まで大きく影響していない。

同様の「m2 層」からなる N5 区間においては、土被りが 25m 未満、 G_n が 4.0 以上となり、当該区間の側壁先行改良やインバート吹付けによる補助工法の効果も相まって、天端沈下及び水平内空変位とも小さな値となっている。しかし、地表面沈下は平均 29mm と N1 区間と同程度生じているが、これは土被りが小さいことにより、トンネル周辺の地山の挙動が地表面に直接大きく影響をしていないと考えられる。

一方、 q_u が 1.0 MPa 程度の「m1 層」からなる N2、N3、N4 区間では、N1、N5 区間の「m2 層」に比べて 2.4～3.0 倍の 72～91mm の地表面沈下量が生じており、「m1 層」がより変形が大きな地質であると言える。これより、前章で示した一軸圧縮強度と変形係数との関係も考慮し、m1 層は NATM とシールド工法適用の境界地山と位置付けることができる。

土被りと強度がほぼ同程度である N3 と N4 区間では、N4 区間の方が地表面沈下、坑内変位とも小さい。これは N3 区間が H150 の鋼製支保工に先受け工の PASS を基本パターンとしているのに対し、N4 区間では長尺先受け工に加え、鋼製支保工の H200 への変更、側壁先行改良等の採用したことにより、坑内変位及び地表面沈下が抑制されたものと考えられる。支保の効果が顕著に現れていることが分る。この結果、小土被り（土被り 30m 未満）の m1 層においては、適切な補助工法を選択することで、地表面沈下を抑制することができる。

m1 層である N3 区間と m2 層である N5 区間との比較の結果、都市 NATM における地表面沈下量は、40～50mm を限界値とする例が一般的であること¹⁾を考慮すると、m1 層の区間ではこれを越え「m2」で限界値以下となっている。両者の条件、物性の間に、通常の補助工法による NATM の適用の限界値が示唆されるものと考えられる。しかし、複数の適切な補助工法を採用することで、N3 区間に対し、m1 層である N4 区間においても地表面沈下の抑制が可能であり、地表面の制約条件によっては、NATM の適用が可能であると考えられる。つまり、m1 層が一般的にはシールド工法を適用すべき地山と判断できるが、土被り等の諸条件と補助工法の組み合わせにより、NATM の適用可能性が明らかとなった。

4.2.2. 地質不良区間

地質不良区間 A～D では、平均 66～132mm の地表面沈下量を生じ、水平内空変位量や天端沈下量も 100mm を超え、土被りが 30m を超える N2 を除く通常区間より大きな値となっている。特に地山強度比が 1.0 未満となる低強度区間 A では、300mm を超える最も大きな水平内空変位量となっている。

一方、B、C、D 区間は、 $G_n=2.1\sim 2.2$ のほぼ同一の地山強度比でありながら、地山変形の挙動に差異が見られる。せん断帯である多亀裂区間 B では N3 と同一の H150 の鋼製支保工と先受け工を主体としたパターンであるが、他区間でも見られない 100mm を超える地表面沈下量を生じており、亀裂の変形に与える影響が大きいものと考えられる。

背斜軸区間 C では支保工のランクアップと側壁先行改良が付加されているが、水平内空変位量が 200mm を超え、背斜軸構造も変形に大きな影響を及ぼすことが分かる。

一方、向斜軸区間の D では 97mm の水平内空変位量であり、地質構造の違いと付加されたストラット仮閉合の効果も加わって、背斜軸区間に比べると変位が抑制されたと考えられる。

4.3. 基本的な変形特性

既往の施工実績である都市トンネルへの NATM の適用実績と比較して、本研究の対象となる地山の基本的な変形特性の位置付けを明確にする。具体的には都市トンネルへの NATM の適用実績として整理された図 2)³⁾4) に本工区の値をプロットし、当該粘性土地山の変形特性について、第三紀から第四紀更新世前期の粘性土及び第四紀更新世中期までの砂質土を含めた施工実績と比較した。図 4-3 に各区間の最大最小の地表面沈下量と土被り比 H/D の関係を、また、図 4-5 に H/D と変位比率 λ の関係を示す。

4.3.1. 地表面沈下量と土被り比

粘性土地山の施工実績³⁾では、図 4-3 に示すように土被り比 H/D が 3.0 以下のものが多く、 $H/D > 2.0$ となると最大 40mm 生じていた地表面沈下量が概ね 10mm 以下となっており、既施工実績の粘性土地山では地山にグラウンドアーチが形成されているためと考えられる。これに対し、本研究の粘性土は H/D が 1.8～5.5 の範囲にあるものの、地表面沈下は最大 132mm、最小 44mm となっており、補助工法の有無に関わらず、これまでの既施工実績における都市 NATM トンネルと比較して、大きな沈下が生じている。

また、砂質土についても、地質年代が第四紀更新世中期を含むことより、粘性土地山の実績より、当該地山へ近い地表面沈下量となっているが、本研究が対象としている地山の変形性が大きいことが明らかである。

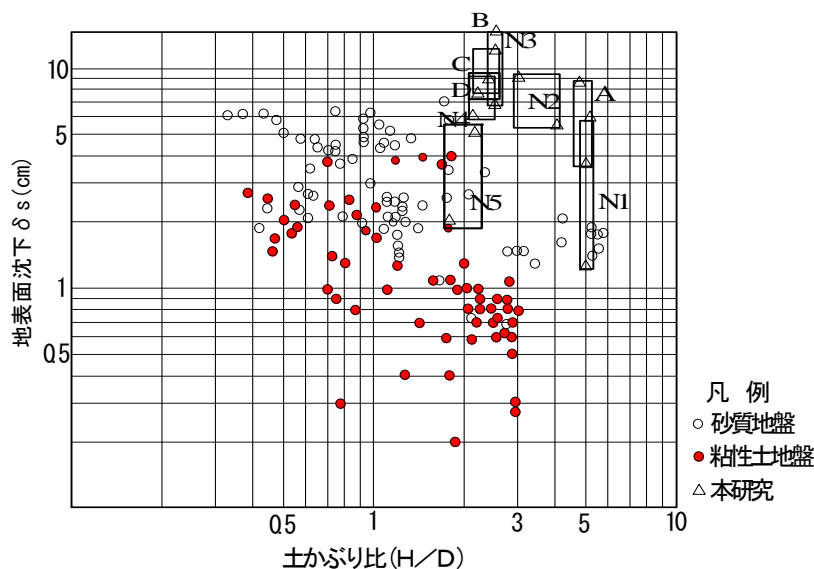


図 4-3 土被り比 H/D と地表面沈下量 δs ³⁾

4.3.2. 変位比率

未固結粘性土の変位特性を分析するに当たり、トンネルの天端沈下量と水平内空変位の変形特性を表わす変位比率³⁾を式(4.1)より算出し、既施工実績と比較し、トンネル挙動特性を明らかにした。

$$\lambda = \delta_h / \delta_c \quad (4.1)$$

λ : 変位比率

δ_h : 水平内空変位量 (mm)

δ_c : 天端沈下量 (mm)

図 4-5 より、既施工実績の変位比率 λ は概ね 1.0 以下であり、特に $H/D=2.0$ では $\lambda < 0.3$ の点が多く、水平内空変位より天端沈下が卓越していることが分かる。一方、当該地山は区間平均で 0.4~4.3 と、既施工実績と比べて大きな値となっており、天端沈下の卓越した多亀裂区間 B を除くと、相対的に水平内空変位が大きくなっている。特に土被りが 50m を超える N1 区間と低強度区間 A では水平内空変位が卓越して λ が大きくなり、土被りが 20m 程度と小さいがストラットによる仮閉合等の効果で相対的に

天端沈下が抑制されている N5 区間でも大きな λ となっている。その他の区間については、ばらつきはあるが平均的に $\lambda = 1.0$ であり、水平内空変位量と天端沈下量の比率に対する支保の規模や補助工法の効果は明確に現れてない。

4.3.3. まとめ

当該地山は H/D が 2.0 以上にも関わらず、第三紀から第四紀更新世前期の粘性土及び第四紀更新世中期までの砂質土の施工実績と比較して、大きな地表面沈下を生じ、水平内空変位も大きくなることが明らかとなった。同一の地質条件の下では水平内空変位の抑制のために側壁先行改良やストラット仮閉合の施工が、坑内変位や地表面沈下量の抑制に効果的であると考えられる。また、掘削に伴って天端沈下量が水平内空変位量より大きくなる ($\lambda < 1.0$) 既施工実績と比べ、 $\lambda \simeq 1.0$ と水平内空変位が天端沈下と同程度となる当該地山では、側方変位の増大に伴い、変形性が増大する地質と考えられる。更に沈下の増大するせん断帯の多亀裂質および褶曲帯では、より大きな変形性を考慮する必要があると言える。しかし、変位比率に関しては補助工法等の効果は明らかではない。

また、第四紀更新世中期以降の砂質土の施工実績と比較しても、土被り比 (H/D) に対し、地表面沈下 δ_s は大きく、また、変位比率 λ についても水平内空変位が卓越していることが分かる。水平内空変位が卓越することが本研究対象地山の特徴として挙げられる。

以上より、従来の NATM の施工実績と比較して、m2 層は天端沈下に対し、水平内空変位は大きくなり、トンネル挙動が大きいと言える。しかし、地表面沈下は、施工実績が多数ある第四紀更新世中期の砂質地盤程度の地表面沈下量であり、都市 NATM で一般的な限界値と考えられる。このため、NATM の適用可能性が示唆される。

一方、m1 層は、m2 層と異なり、30m 未満の小土被りから 30m 以上の土被りも含め、地表面沈下量が大きく、シールド工法の適用地山と判断され、NATM の適用に慎重にならざるを得ない。しかし、土被り等の諸条件と補助工法の組み合わせにより、NATM の適用可能性が明らかとなり、第四紀更新世中期の粘性土である m1 層が NATM の適用限界と考えられる。

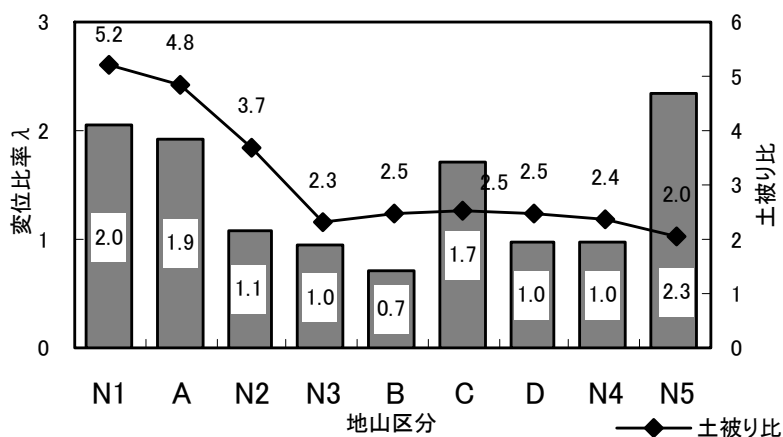


図 4-4 変位比率 λ

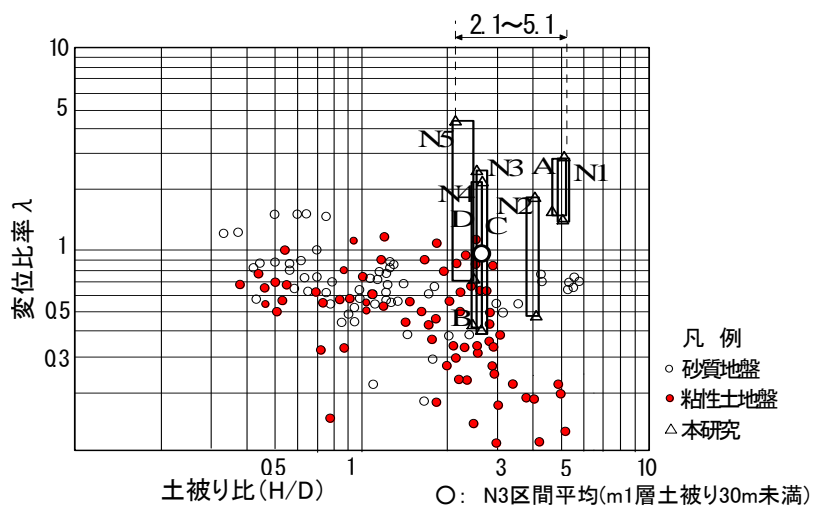


図 4-5 土被り比 H/D と変位比率 λ³⁾

4. 4. 地表面沈下と天端沈下に着目した変形特性の分析

通常区間での地表面沈下量と天端沈下量に相関性があることから、これらをトンネルの土被りと関連づけて無次元化し、地山の変形挙動を検討した。地表面沈下や天端沈下等に関する無次元量の定義を以下に示す。なお、天端沈下量、地表面沈下量とも切羽通過後から計測した収束値である。

$$\varepsilon_g = \varepsilon_c + \varepsilon_s \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_c = \delta_c / H \times 100 \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_s = \delta_s / H \times 100 \quad (4.4)$$

$$\varepsilon h = \delta h / B \times 100 \quad (4.5)$$

- εg : 天端沈下と地表面沈下を考慮した無次元量 (%)
- εc : 天端沈下に関する無次元量 (%)
- εs : 地表面沈下に関する無次元量 (%)
- εh : 水平内空変位に関する無次元量 (%)
- δc : 天端沈下量 (沈下を正とする) (mm)
- δs : 地表面沈下量 (沈下を負とする) (mm)
- δh : 水平内空変位 (圧縮を負とする) (mm)
- H : 土被り (mm)
- B : トンネルの掘削幅 (mm)

εc は天端沈下をトンネルの土被り高さで除した無次元量である。天端沈下が生ずる場合、正の値とする。

εs は地表面沈下をトンネルの土被り高さで除した無次元量で、沈下を生じる場合に負の値としている。

εg は εc と εs の和で正負が定まる。ここで $\varepsilon g > 0$ となるのは、天端沈下量 $\delta c >$ 地表面沈下量 δs の場合であり、土被りが 2D 以上ある時の一般的な傾向である。一方、 $\varepsilon g \leq 0$ となるのは $\delta c \leq -\delta s$ の場合であり、土被りが小さく、トンネル断面が地表面と共下がりする場合や地山の変形性が大きく、天端沈下の影響が地表面に大きく現れる場合を表わす。

4.4.1. 無次元量 εg の解釈

- (1) $\varepsilon g \ll 0$: 天端沈下 $\delta c \ll$ 地表面沈下 $-\delta s$
 - ・ 掘削によりトンネル周辺地山のゆるみ広範囲かつ増幅されて地表面に影響する。
- (2) $\varepsilon g < 0$: 天端沈下 $\delta c <$ 地表面沈下 $-\delta s$
 - ・ 程度は低いものの上記と同性質を有する。
- (3) $\varepsilon g \doteq 0$
 - 1) 地表面沈下も天端沈下も生じていない状況
 - ・ 未固結地山でのトンネル掘削においては生じ難い現象である。
 - 2) $\delta c = -\delta s$ で、トンネル断面と地表面が共下がりにある状態である。
 - ・ トンネル周辺地山のゆるみが、そのまま地表面にまで達する。
 - ・ グランドアーチが生じにくい状況と考えられる。

- (4) $\varepsilon_g > 0$: 天端沈下 $\delta_c >$ 地表面沈下 $-\delta_s$
- ・ 天端沈下の何割かが地表面沈下として生じる。
- (5) $\varepsilon_g \gg 0$: 天端沈下 $\delta_c \gg$ 地表面沈下 $-\delta_s$
- ・ トンネル周辺がゆるんでも地表面まで波及しない。
 - ・ 比較的大きな土被りでトンネル周辺が塑性化するが、地表面まで影響が及ばない。
 - ・ トンネル上部に変形性の低い規模の大きな礫層などが、ゆるみの遮断層として存在する場合等も考えられる。

4.4.2. 無次元量 $\varepsilon_g \cdot \varepsilon_c \cdot \varepsilon_s$ の分析

(1) 天端沈下無次元量 ε_c の特性 (図 4-6)

地質不良とみなせる A、B、C、D の各区間は、他の通常区間に比べて ε_c が大きい。特に多亀裂帯である B 区間の ε_c は 0.60% (平均値) と最も大きく、次に背斜軸の C 区間が 0.48%、低強度の A 区間が 0.43%、向斜軸の D 区間が 0.38% の順になっている。

通常区間のうち N3 区間については、N2 と比較して地山強度比 G_n が 1.6 倍 (2.55/1.55) となっているが、 ε_c としては逆に 1.14 倍 (0.33%/0.29%) と大きくなる傾向を示している。

更に N4 区間についても、より高い地山強度比が 3.85 とより大きな値であるにも関わらず、N3 区間と同程度の 0.31% の ε_c を生じている。

一方、N5 区間に至ると、地山強度比が 4.80 と最も大きくなり、 ε_c も 0.13% と小さい。また、N1 区間で ε_c としては 0.10% と最も小さい値であるが、50m 以上の土被りが続き、地山強度比も 1.23 と A 区間 (0.76) に次いで小さい。

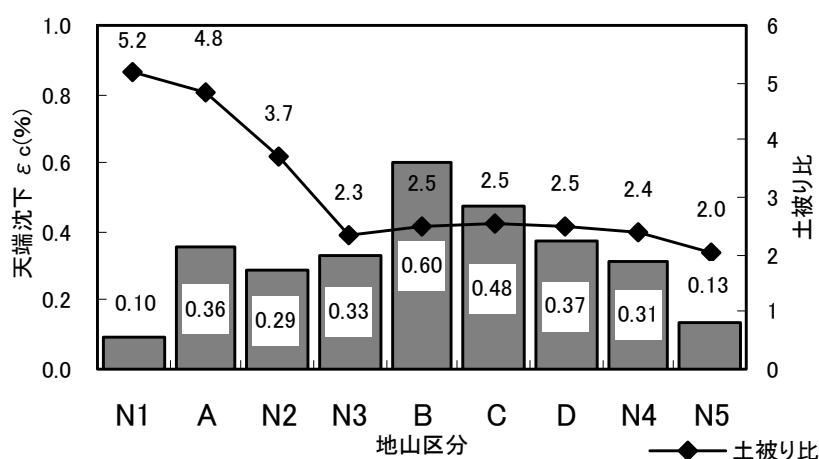


図 4-6 天端沈下無次元量 ε_c (引張りを正)

(2) 地表面沈下無次元量 ε_s の特性 (図 4-7)

多亀裂区間 B が -0.51% と突出した大きな地表面沈下無次元量 ε_s が生じている。一方、低強度区間 A では、-0.13% と通常区間の N1 (-0.05%) に次いで小さな ε_s となっており、N5 (-0.14%) と大差ない。向背斜軸構造の D、C 区間と通常区間の N4 は、ほぼ同程度の -0.3% 前後の ε_s となっている。

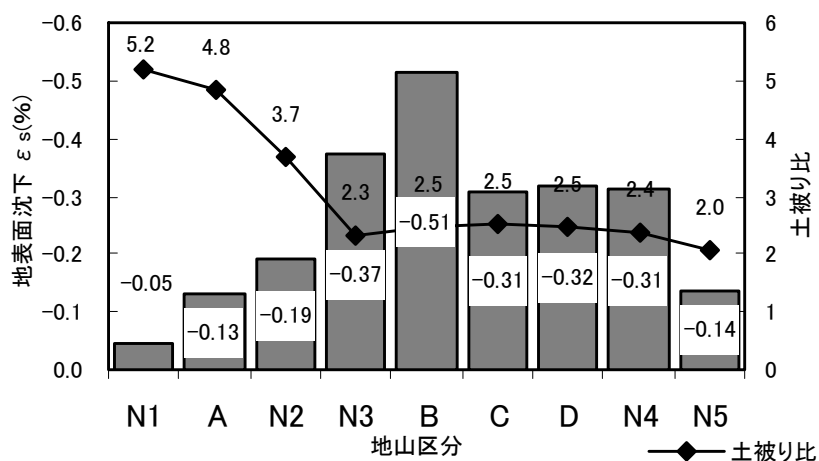


図 4-7 地表面沈下無次元量 ε_s (引張りを正)

(3) 水平内空変位無次元量 εh の特性 (図 4-8)

低強度区間 A が、-3.68% と他より突出した εh を生じている。また、背斜軸構造の C 区間も -2.03% と大きな εh を生じている。他の区間が概ね -1.0% 前後の εh であるのに比べて、A と C 区間は水平内空無次元量が卓越した変形性を有することが分かる。一方、A や C 区間と同じように、地質不良区間と位置づけた多亀裂帯の B 区間および向斜軸構造帯の D 区間は、天端沈下無次元量や地表面沈下無次元量は通常区間より大きいものの、水平内空無次元量に関しては同程度のものとなっている。

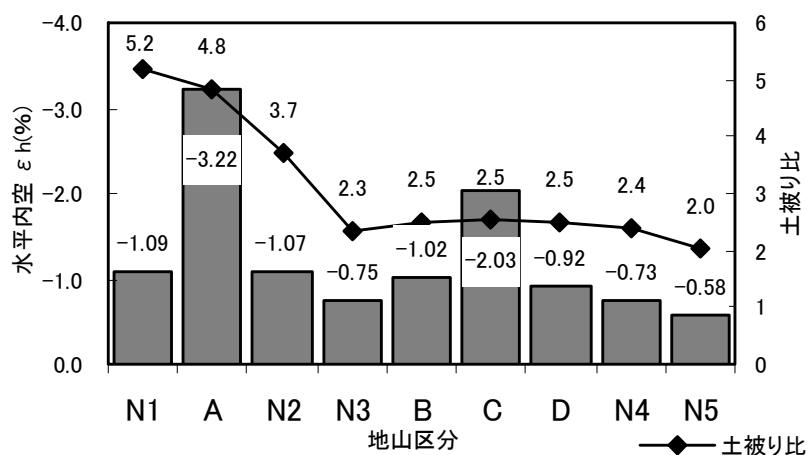


図 4-8 断面水平無次元量 εh (引張りを正)

(4) 地山沈下無次元量 εg と天端沈下初期速度 (図 4-9、図 4-10)

1) 低強度区間 (A)

地表面沈下と天端沈下の差によって定義づけた εg は低強度区間 A においてもっとも大きな値となっており、天端沈下に比べて地表面沈下が小さい。これは土被りが大きい (5D) ことに起因すると考えられる。一般的に土被りが大きくなるとトンネル周辺の地山挙動が地表面に及び難くなり、強度が小さい当該地山では、5D 程度の土被りになるとトンネル周辺地山の塑性的な挙動 (沈下や水平内空変位の卓越) はあるものの、地表面に対する影響は少なくなると言える。

2) 多亀裂区間 (B) と通常区間 (N2)

両区間は同程度の ε_g 、0.096% (B 区間)、0.086% (N2 区間) となっているが、B 区間は天端沈下無次元量 ε_c と地表面沈下無次元量 ε_s が共に大きな値となっており、相対的にそれらが小さい N2 区間とは地山の沈下特性が異なっていると考えられる。B 区間は水平内空変位に比べて天端沈下が卓越する傾向を示しており、他区間に比べて天端沈下無次元量 ε_c が大きいと共に、その影響が地表面にも大きく及ぶ特性を有している。ただし、 ε_g が正の値を有しており、ある程度の地表面沈下の抑制がなされていると見なすことができる。一方、通常の N2 区間では、地表面沈下無次元量そのものが小さくなる傾向にあり、平均 4D の大きな土被り高さに対し断面水平無次元量が小さいなどの特徴を有している。N1 区間もほぼ同様な傾向を示すものである。

平均強度 $q_u \div 1.0 \text{ MPa}$ の当該粘性土地山では、亀裂や褶曲構造運動の影響を受けない限り、地山強度比 $G_n \geq 1.0$ の条件で比較的安定した変形性能を有する。

3) N3 区間と N4・N5 区間

N3 区間は地山強度や地山強度比 G_n は他区間と大差ない。また、N4、N5 区間は、 G_n が 3.0 以上と強度的な安定性が他区間に比べて大きいものとなっている。N3 区間では、地山沈下無次元量 ε_g がマイナスとなり、N4 と N5 区間でも $\varepsilon_g \div 0$ となっており、天端沈下に比べて地表面沈下量が相対的に大きなものとなっている。特に、N3 と N4 区間は、他の地質不良区間と同程度の大きな地表面沈下無次元量 ε_s を生じている。また、天端沈下無次元量 ε_c も地質不良区間について大きくなっている。

N3 区間の初期天端沈下速度は -3.7 mm/日 で、地質不良区間の $-6.1 \text{ mm/日} \sim -23.9 \text{ mm/日}$ 、他の通常区間の $-5.1 \text{ mm/日} \sim -8.3 \text{ mm/日}$ に比べて小さな値であり、掘削により急激な沈下挙動を起こすものではないことが分かる。N3 区間の ε_s や ε_c がその強度に対し大きくなるのは基本的には地質的な要因ではなく、当該区間で施工法の検証を目的として、上半仮閉合を実施せず、ロングベンチカット工法を採用（断面閉合の遅れ）した結果であり、施工上の要因が大きいと考えられる。

一方、N4 区間については礫質土が切羽に出現し、地山強度が高く地山強度比も大きくなっているものの、地層傾斜が流れ目になっていることが影響し、当該区間ではトンネル上部に強度の低い粘性土層が存在し、切羽周辺の挙動が地表面に波及しやすい状況があったものと考えられる。

また、N4 に続く N5 区間は、地山全体が凝灰角礫岩の安定した地質であったため坑内および地表面の沈下が小さくなる傾向にあると考えられる。

4) 背斜軸区間 (C)と向斜軸区間 (D)

当該区間では、天端沈下無次元量 ε_c が他の通常区間に比べて大きいにも関わらず、ある程度の大きさの正の地山沈下無次元量 ε_g が得られており、トンネル周辺のゆるみが地表面へ大きく波及していないことが分かる。

A 区間とは異なり、土被り比も小さいことから、断面の早期閉合の実施などの施工上の対応が地表面沈下を抑制し、地山沈下無次元量の値に影響を及ぼしているものと考えられる。

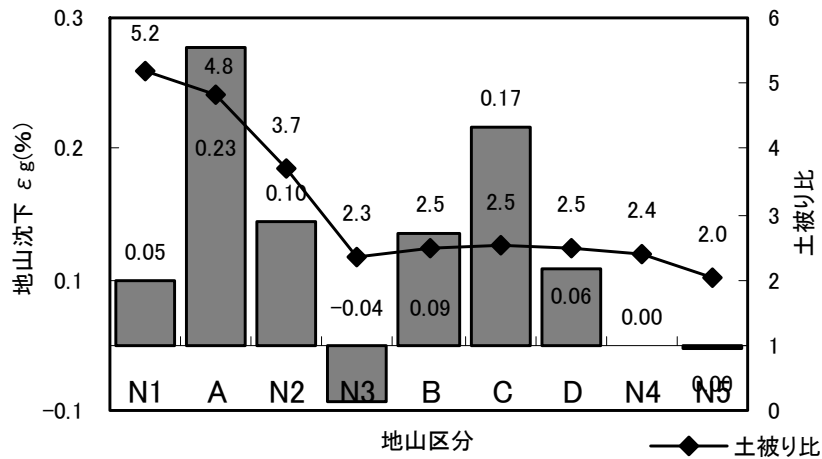


図 4-9 地山沈下無次元量 ε_g ($\varepsilon_c + \varepsilon_s$)

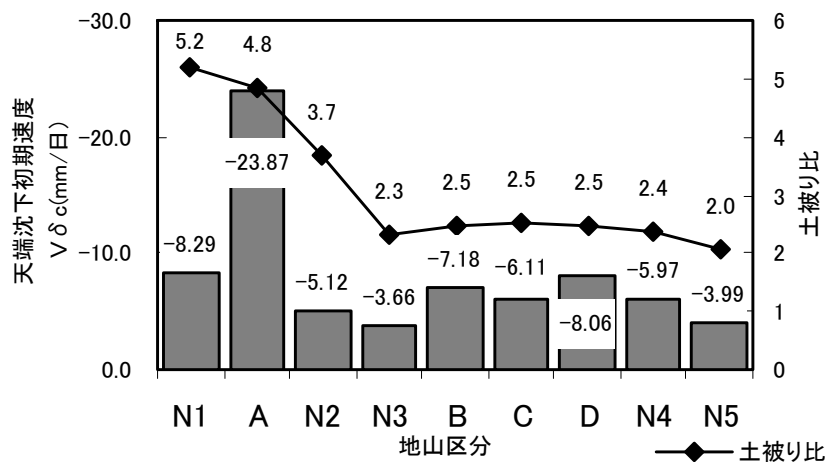


図 4-10 天端沈下初期速度 $V_{\delta c}$

4.4.3. 検討結果

図 4-11 に式 (4.2)～(4.4)で定義した各区分における無次元量の変化を示す。

土被り H が 30m を超える通常区分の N1、N2 では $\varepsilon_g > 0$ であり、天端沈下が減衰して地表面に現れる一般的な性状を示す。しかし、m1 層である N2 区分と比較して、m2 層である N1 区分は、地表面沈下、天端沈下が相対的に大きい。地質の違いが天端沈下量の違いとなり、この差が地表面沈下量への影響しており、m1 層は m2 層より変形性が大きい地山であると考えられる。

土被りが概ね 30m 未満となる N3、N4、N5 区分では $\varepsilon_g \leq 0$ となっている。m1 層である N3、N4 区分は、m2 層である N5 区分と比較して、天端沈下量が大きく、この天端沈下量が直接的ないし助長され、地表面沈下として現れている。沈下量の違いは地質の違いによる影響と考えられる。また、特に N3 区分では天端部に対する先受け工の PASS を補助工法の主体とし、N4 および N5 区分で採用されている脚部や側壁部に対する対策である側壁先行改良やストラット仮閉合が実施されておらず、結果として、トンネル周辺地山の変形を十分に抑制できず、天端沈下量が大きくなり、トンネル全体の沈下に伴い地表面沈下が大きくなったものと考えられる。特に、地質が同じ m1 層である N3 区分と N4 区分では、N4 区分は水平内空変位及び天端沈下が抑制されており、この効果の差が顕著に現れている。

一方、m1 層である N4 区分と m2 層である N5 区分は、地質の違いによる天端沈下、地表面沈下の絶対量の差はあるが、N3 区分と比較して、上記の補助工法の効果もあり、天端沈下量が抑制され、その結果、地表面沈下量も抑制されていると考えられる。しかし、各区分とも天端沈下量に比べ、地表面沈下量が相対的に大きくなっており、m1 層、m2 層共に当該粘性土がトンネル周辺の地山の挙動が地表面に及びやすい変形性の大きな性質を有していることが分かる。

一方、区分平均土被りが 50m となる m1 層の低強度区分 A では最も大きな ε_g となり、地表面沈下量に比べ、天端沈下量が卓越する。これは土被りが大きくなることで、地山強度比 G_n が小さくなり、トンネル周辺地山の塑性的な挙動が助長され、天端沈下が大きくなることが原因である。しかし、一方で当該地山は、土被りが大きいことで天端沈下の地表面に対する影響は軽減されてしまうことが分る。

多亀裂区分 B では天端沈下の ε_c と地表面沈下の ε_s がそれぞれ区分平均で 0.70%、-0.57%と共に最も大きな値となっており、トンネル周辺地山の変形が大きくなるばかりでなく、それが地表面に大きく及ぶ特性を有している。平均土被り 30m 未満である当該区分は、せん断帯にあるため、細かな亀裂の発達が地山に大きな変形性とその広がりを生じさせ、同様の条件である N3 区分と比較して、その影響が大きく、沈下量が

より大きくなっている。この結果より、せん断帯の影響は無視することができないと言える。また、B 区間に続く背斜軸区間 C と向斜軸区間 D では、 ε_c が 0.34%～0.56% と他の通常区間に比べて大きいにも関わらず、正の ε_g が得られており、トンネル周辺地山の挙動が地表面へ大きくは波及していない。これは 50m 程度の土被りがある低強度区間 A と異なり、土被りも小さいことから、剛性の高い鋼製支保工の採用や側壁先行改良の実施などが地山自身の持つ支保機能を更に補強し、地表面沈下を抑制した結果であると考えられる。

以上のことから、従来の NATM が施工された第三紀から第四紀更新世前期の粘性土及び第四紀更新世中期までの砂質土の施工実績と比較して、変形性の大きい「m1 層」、「m2 層」では支保の剛性の増加やストラット仮閉合などによるトンネル周辺地山の変形抑制効果が顕著であり、土被りが 30m 以上であれば、トンネルの挙動が大きくとも、地表面沈下は、その影響を全ては受けず、一定の沈下量で抑制される。しかし、土被りが 30m 未満となる場合、地表面沈下が相対的に大きくなり、トンネル周辺地山の変形が地表面に大きく影響を及ぼす変形性を有していると言える。更に地質不良区間のように亀裂や褶曲構造運動等の影響を受ける場合、変形性の増大傾向が顕著になることが明らかである。

また、m1 層、m2 層では、土被りの大きさに関わらず、m1 層はより m2 層より、天端沈下、地表面沈下が大きく、その変形特性に明らかな差異が見られる。

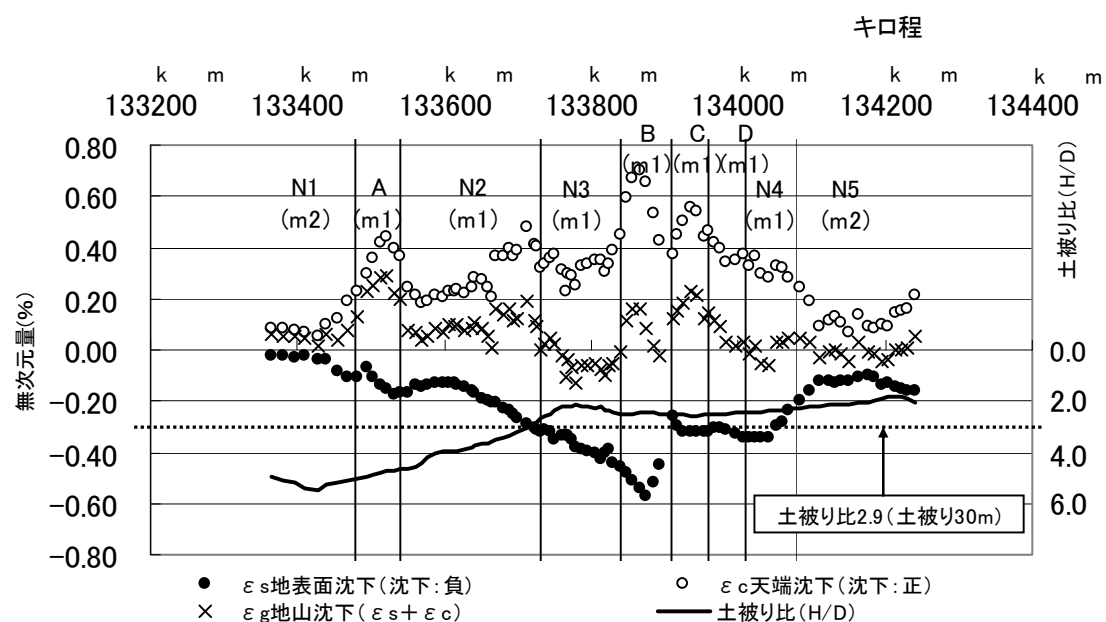


図 4-11 各区間における無次元量

4.5. 結論

第四紀層の中でも変位制御の難しい更新世中期の未固結粘性土を主体とする地山を延長約 880m に渡って掘削を行った。以下に地山物性とトンネル掘削による変形特性について得られた知見を整理する。

- (1) 本研究対象である粘性土は層序、また、地表面沈下、天端沈下等の変形特性より、「m1 層」、「m2 層」の 2 層に区分され、地層の違いがトンネルの挙動、地表面沈下に関わる強度、変形特性を大きく左右している。m1 層では、限界ひずみに達するひずみを生じているのに対し、m2 層はひずみが小さく、地表面沈下も相対的に小さい。一方で m1 層は、大きな変形性を有し、変形制御が難しいと考えられる。この結果、m1 層、m2 層は同じ第四紀更新世中期の地質であるが、両者は地質学的、また、変形特性から、NATM の適用限界において、その境界領域を跨ぎ、m1 層は一般的にはシールド工法を採用すべき地山と考えられる。しかし、m1 層についても土被り等の諸条件と補助工法により、NATM の適用可能性が示された。
- (2) 当該地山は第三紀から第四紀更新世前期の粘性土及び第四紀更新世中期までの砂質土の施工実績と比較して、土被り比 H/D は 2.0 以上と大きな値であるにも関わらず、地表面沈下量が大きい。また、変位比率 λ は概ね 1.0 であり、補助工法等の影響は明確ではないものの水平内空変位と天端沈下がほぼ同等となり、同様に施工実績と比較して、水平内空変位が大きい。これは水平方向の地山の塑性域ないし地山強度の低下領域が広いとためと考えられる。
- (3) 当該地山では、同一の地質条件や土被り高さの下では、側壁先行改良やストラット仮閉合の施工が坑内変位（水平内空変位、天端沈下）や地表面沈下量の抑制に効果的であることを確認した。
- (4) 地表面沈下と天端沈下に着目した分析から、m1 層、m2 層では支保の剛性の増加やストラット仮閉合等によるトンネル脚部又は側壁等のトンネル周辺地山の変形抑制効果が顕著であるが、土被りが 30m 未満となる場合、地表面沈下が相対的に大きくなり、トンネル挙動（水平内空、天端沈下）が地表面に大きく影響を及ぼす。更に地質不良区間のように亀裂や褶曲構造運動等の影響を受けている場合、変形量が大きくなる。
- (5) 第四紀更新世中期以降の未固結粘性土の地山の都市 NATM の施工に当たって、土被りが 30m 以上の場合は、地表面沈下量はある程度の沈下で留まるが、一方で 30m 未満となるとトンネル挙動と地表面沈下の応答が直接的に現れることが明らかとなり、施工に当たって土被りとトンネル挙動、地表面沈下の関係が重要となる。

参考文献

- 1) 日本トンネル技術協会：地中構造物の建設に伴う近接施工指針, pp. 105-110, 1999. 2
- 2) 桜井春輔編著：都市トンネルの実際, pp. 7-15, 鹿島出版会, 1995.
- 3) 土木学会関西支部都市トンネルへの NATM 適用に関する委員会, 都市トンネルへの NATM の適用, 土木学会関西支部講習会テキスト, 1987. 6
- 4) 土木学会編：都市 NATM とシールド工法の境界領域, pp. 1-29, 土木学会, 2003.

第5章 第四紀未固結粘性土（北陸新幹線高丘トンネル）におけるせん断帯の特性

断層、褶曲等の構造運動は第四紀更新世前期から第三紀以前の固結した比較的古い地層における現象と捉えがちである。しかし、1847年長野県北部で発生した善光寺大地震は長丘断層などの活断層が震源となったとされており、第四紀更新世中期以降の未固結の新しい地層へ影響を与えている。最近では2004年10月に発生した新潟県中越地震時の活断層が周辺地盤へ与えた影響は記憶に新しいところである。活断層が与える第四紀の未固結地山への影響が顕在化しており、NATMトンネル施工にあたって、その影響を把握する必要がある。

地質年代の新しい第四紀の地層、特に更新世中期以降の粘性土の地山は第4章で示したように変形性が大きく、トンネル掘削により、大きなトンネルの変形と地表面沈下を伴うことがある。880mに渡るトンネルの掘削を通じて得られた結果を踏まえると、トンネルの変形と地表面沈下が粘性土の強度特性に強く規制されると考えられる。この状況に加え、第四紀の地層としては稀な断層、褶曲に伴う大規模なせん断帯では他区間と比較して地山変位、地表面沈下が増大しており、これから推定される変形特性はN値や強度特性のみでは評価でないと考えられる。

これらを踏まえ、本章では地質年代が新しい粘性土地山において発生した構造運動によるせん断帯でのトンネル掘削に伴う地山特性、変位特性について分析、考察を行う。

本施工事例（北陸新幹線高丘トンネル）では断層に伴う細かい亀裂を伴ったせん断帯に遭遇した。年代の新しい第四紀層では稀な現象であり、類似例として「高塚山撓曲」に伴う断層を伴った大阪層群の傾斜を議論したもの¹⁾があるが、地層の破碎、亀裂に関する記述はなく、地表面沈下や変形、掘削に対する影響は問題となっていない。この他に活断層の発掘調査に伴うスケッチ²⁾などで第四紀の地層を切る断層や亀裂についての表記はあるが地盤の工学的特性について記述したものは見られず、稀な事例と位置付けることができる。

また、せん断帯を掘削中、大きな変形と地表面沈下が発生し、岩盤での亀裂特性の指標である「RQD」とトンネルと地山の変形特性の関連性についての検討を行った。「RQD」による岩盤評価や強度・変形性の評価に関する検討は硬岩の亀裂性岩盤を中心とし、亀裂の発達が少ない、その影響が小さいとされる新第三紀層の軟岩でも検討された例がある³⁾⁴⁾。しかし、第三紀層以上に割れ目の発達が少ない第四紀の地層の堆積層については検討したものは見られず、第四紀の地層においても「RQD」により変形係数を低減できる可能性があることを検討する必要がある。

5.1. 地質狀況

第四紀の地層からなる地山は地質年代が比較的新しく、地殻変動を受けた期間が短い
ため、岩盤で見られるような破碎や変形に伴う亀裂を伴わないということが一般的と捉
えられている。これに対し、本研究の対象である豊野層は長丘断層に近接する地域を中
心に第四紀を通じて断層やこれに関連した褶曲運動を繰り返し受けており、小断層や亀
裂が発達している箇所が現れることが特徴である。

133km850m 付近から 133km900m 付近にかけて小林、斉藤(1982)により推定された「長丘 b 断層」に伴う「せん断帯」⁵⁾を確認し、これに続く区間で背斜と向斜からなる一対のタイトな「褶曲帯」を確認した。図 5-1 に豊野層の地層とその構造を切羽進行とともに追跡した結果を平面図として示す。

m1 粘土層中に挟まれる『軽石礫混じりシルト層』を鍵層として着目し、その走向線を太線で示した。矢印は同地層の傾斜で急傾斜のものほど短い矢印として表現し、垂直の箇所では矢の長さを「ゼロ」とした。網掛け部は傾斜が 90° を越え「逆転」した箇所を示す。

地層面の走向は長野方 133km700m 付近から上越方へ向かって時計まわりに湾曲回転しながら、その傾斜が序々に急となり、せん断帯付近ではほぼ垂直となり、さらに逆転するまでに至っている。

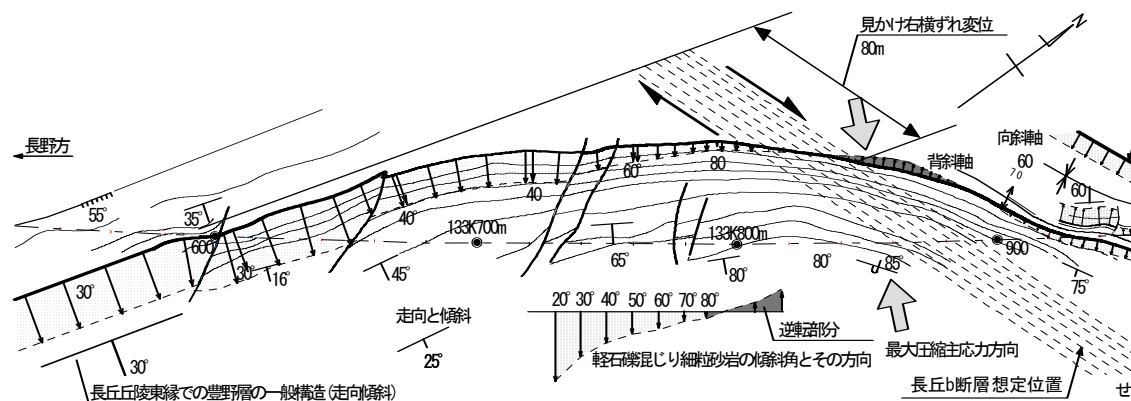


図 5-1 せん断帯周辺の地質構造図

m1 粘土層は亀裂間隔が 1m 以上と広いが、地層が逆転した 133km850m 付近から亀裂の少なかった粘土層に図 5-2、写真 5-1 に示すとおり 5~10cm 程度の間隔で細かい亀裂が発達した多亀裂帯となっている。

更に多亀裂帯より上越方では m1 粘土層の各層の湾曲・傾斜の逆転と層序の繰り返しが
見られる「背斜軸」に入る。図 5-3 に示すとおり、対称軸を中心に地層の変形により

小断層が生じ、亀裂間隔 30cm 以下の亀裂質の地山となっている。

背斜に引き続き、逆に地層が下に凹状に湾曲した図 5-4 の「向斜軸」を通過する。「向斜軸」でも地質は m1 粘土層で亀裂間隔は 30cm 程度と亀裂の多い状態で推移している。

せん断帯で m1 粘土層中に発達する亀裂は、いずれも密着しているが、亀裂間の土質部分の強度が低く変位を生じるため切羽で開口して、すべりを生じ、天端や鏡の崩壊が生じている。

これらせん断帯は、粘土層中に挟まれる礫層、凝灰岩、軽石礫混り細粒砂岩等の鍵層を追跡すると各地層は 1 本の断層で大きく切断されることなく、細かい亀裂や小断層で切断されながら地層が湾曲・変形した幅広い「せん断帯」を形成している。地層の逆転を伴い亀裂の最も顕著な区間は、小林、斉藤ら⁵⁾の「長丘 b 断層」の推定箇所に一致していることから幅広いせん断帯からなる断層と考えられる。

水平面で一連の地層は、この断層で大きく右横ずれ変位を生じており、その転位量は見かけ変位(水平隔離)で 80m に達する。また、この右横ずれ変位の変位時間は明確に推定されていないが、長丘 b 断層は、2m/1000 年の変位により形成されたことが周辺の地質調査で明らかとなっている。

図 5-1 に示すとおり一連の地層は平面的に、この断層で大きく右横ずれ変位を生じており、その変位量は見かけ変位(水平隔離)で 80m に達する。

133K875m

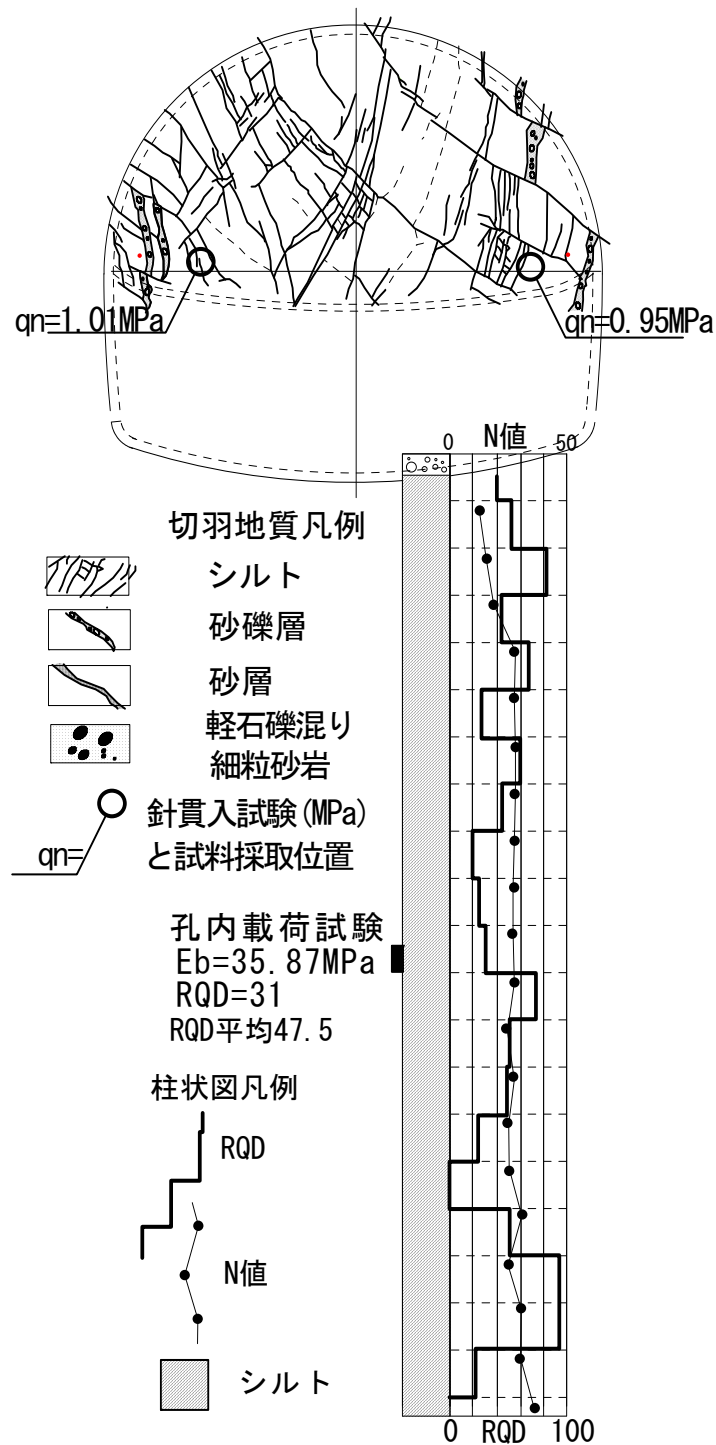
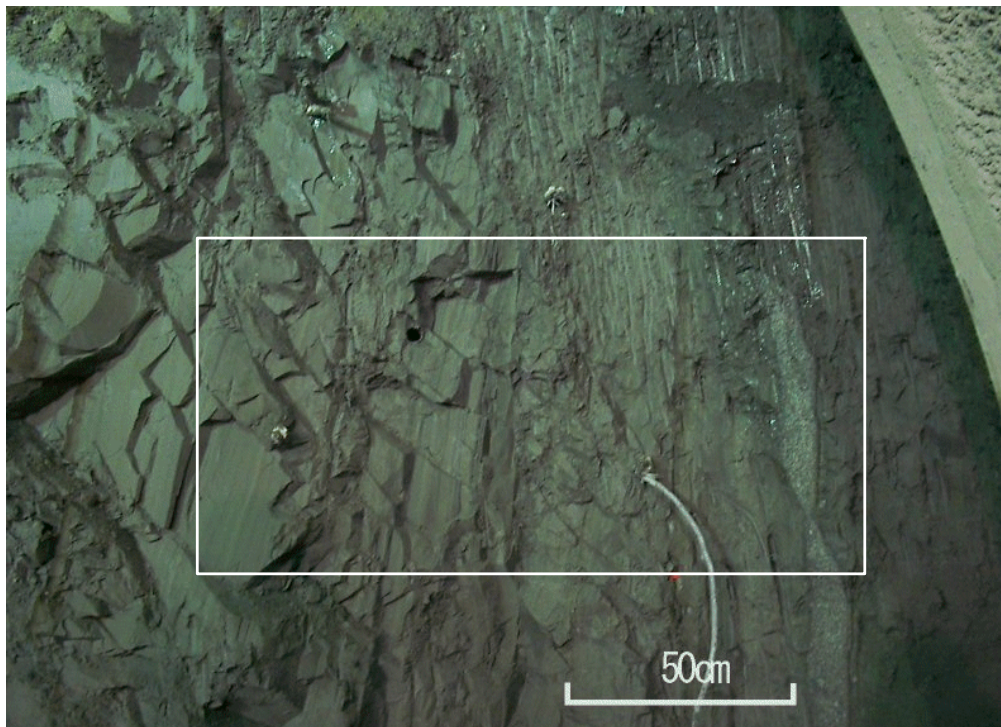


図 5-2 セン断帯の地質性状



白枠内スケッチ



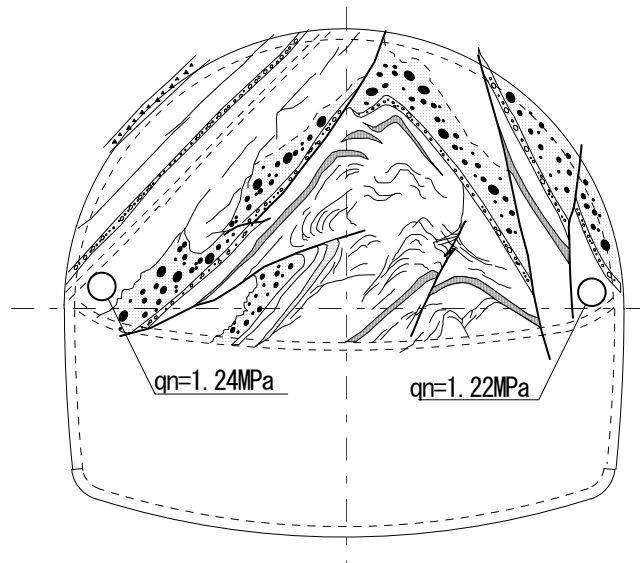
小断層(せん断亀裂)で切断された軽石質砂礫層

逆転した葉理層理

葉理層理を切断する割れ目

注) 右上から左下へ 80 度程度に傾斜を示す縞模様は逆転した地層面と葉理面で、これを切るように左上から右下にかけて細かい亀裂が発達する。右端の淡い灰色の軽石質砂礫層は、この亀裂(小断層)により切断され、わずかに転位している。

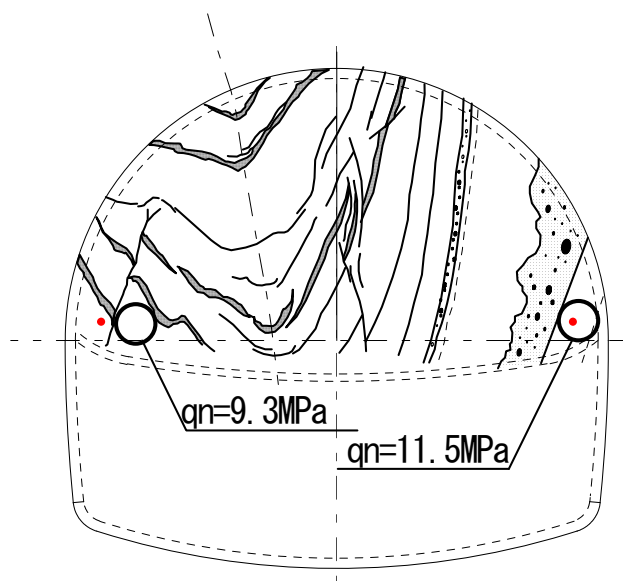
写真 5-1 せん断帯の地質状況



注 1) 軽石混り細粒砂岩が小断層で切断されながら上に凸の変形した形状を示し、横方向に地層の繰り返しが見られる。砂岩凝灰岩以外の色抜き部は全て灰色の粘土層で、圧縮強度 $q_n=1.2\text{MPa}$ 前後を示す。

注 2) 凡例は図 5-3 参照。

図 5-3 背斜軸部切羽地質状況



注 1) 色調の異なる粘土層が凹状の形状を示し、切羽に向かって左側に倒れた対称軸を境に横方向に地層が繰り返す。粘土層の一軸圧縮強度は $q_n=9\sim 11\text{MPa}$ 前後を示す。

注 2) 凡例は図 5-3 参照。

図 5-4 向斜軸部切羽地質状況

5.2. せん断帯の成因

長丘丘陵を含む周辺地域は、測地学的にも東-西ないし北西-南東方向に最大主応力をもつ圧縮応力場にあるとされ、長丘 b 断層は、この応力場で形成された右横ずれ断層であり、多亀裂部は、この断層を構成するせん断帯と考えられる。

せん断帯に隣接する背斜・向斜は、同様に水平圧縮により形成された褶曲であり、その南翼部が断層となって大きなせん断変位を生じたものと考えられる(図 5-5、図 5-6)。

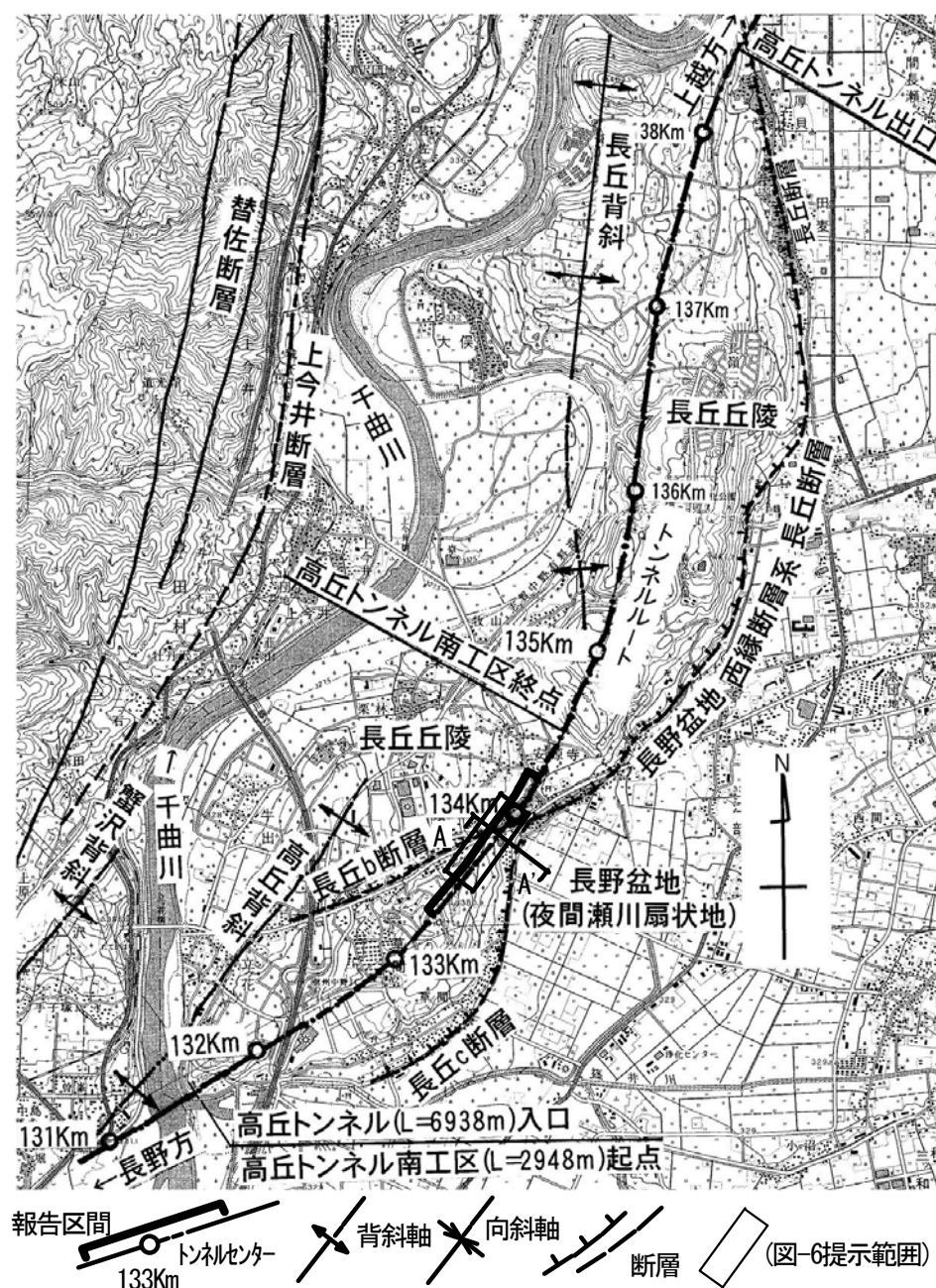


図 5-5 長丘丘陵と高丘トンネルルート平面図

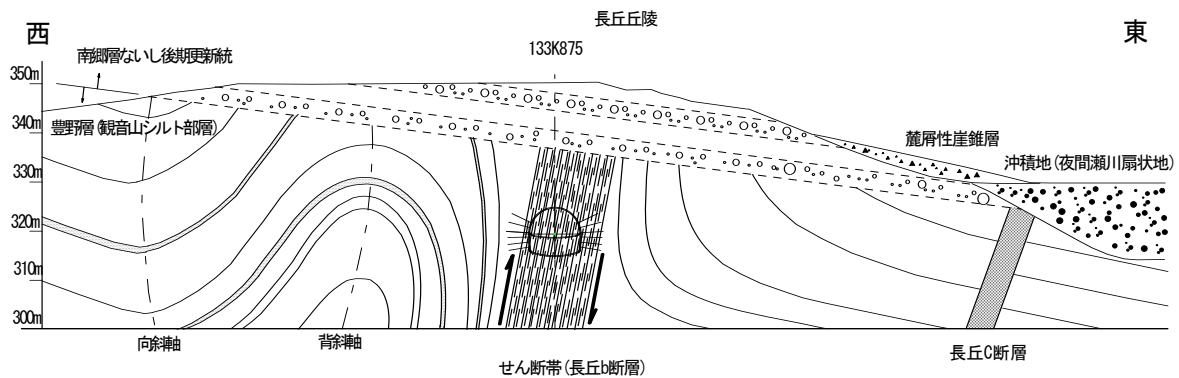


図 5-6 せん断帯を含む地質断面図 (図 5-5 A-A' 断面)

地質学的な断層も、供試体の三軸圧縮試験と同様に地盤の圧縮－せん断破壊面であることが多く、地殻が水平方向に圧縮される場合、平面的に同様のせん断変位面である断層が形成される (図 5-7)。断層のずれの方向は断層面を挟んで両側が共に右に移動している「右横ずれ断層」であり、長丘丘陵で予想される最大主応力の方向に主応力軸を回転すると長丘 b 断層の方向とずれ方向に一致してくる。

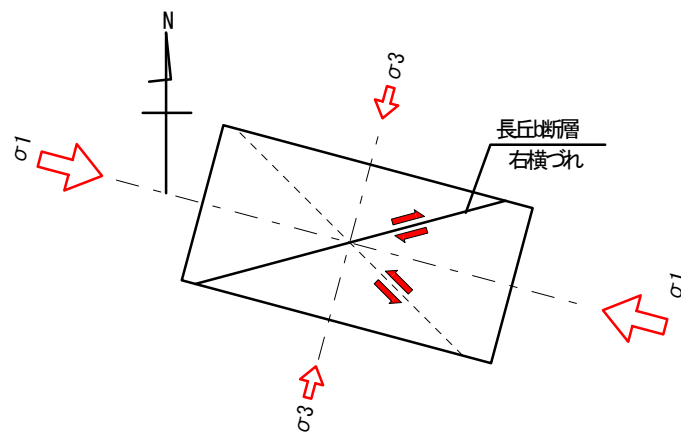


図 5-7 長丘 b 断層の成因 (モデル図)

地殻を水平方向に圧縮すると、これが地層である場合、まず、背斜－向斜からなる褶曲が形成されることで圧縮され、ひずみが累積される。褶曲を含めた地塊の区間ひずみが限界に達した時、地塊は破壊することとなる。それは最大主応力に対し鋭角で交わるせん断破壊面をもつせん断破壊であり、せん断方向は、主応力軸の圧縮方向に対し、右側は右横ずれ(左側は左横ずれ)となる。

フォッサマグナに位置する長丘丘陵周辺地域は第四紀を通じて東西ないし西北西-東南東方向に圧縮されており、対象地山で確認した一对の褶曲とこれに隣接するせん断帯

(長丘 b 断層)は、その方向、位置関係とせん断破壊面から前述の水平圧縮応力場で形成された地質構造と考えられる。

写真 5-2 は付加体の形成を再現するため、色の違った粉を層状に重ねて模擬地層とし、これを水平方向(矢印の方向)に圧縮した実験結果である。実験結果は、圧縮と変形の進行過程を示すものであり、褶曲と断層が形成された段階を図に示す⁶⁾。

圧縮の進行に伴い、地層の褶曲が生じ、圧縮ひずみの限界に達した時、せん断破壊面である、断層が生じている。この断層面で、『長丘 b 断層』に相当し、褶曲と断層が隣接して発達する様子がよく再現されている。

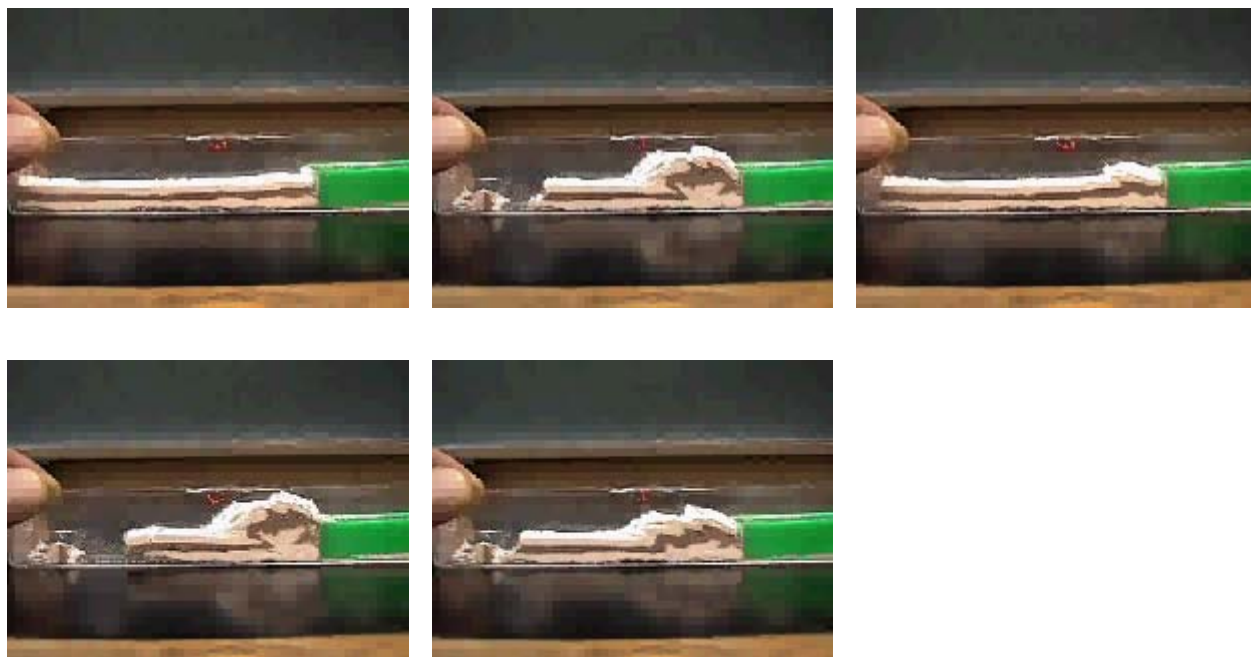


写真 5-2 水平圧縮に伴う地層の変形実験(褶曲・断層の形成)⁶⁾

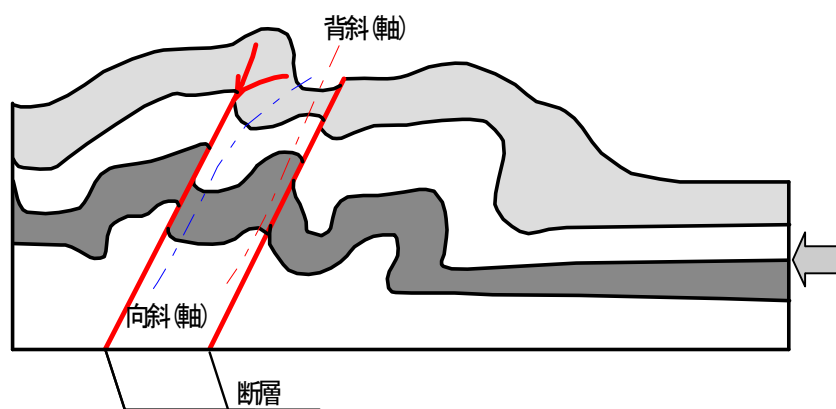


図 5-8 水平圧縮に伴う地層の変形実験(褶曲・断層の形成)模式図

5.3. 変形特性

せん断帯を含む地山の変形特性を変位計測結果から算定する。ここでは変形係数 D_0 に着目し、これを式(5.1)～(5.2)⁷⁾を用いて検討する。

$$K_0 = \{ \lambda (2 - \nu) + 2 (1 - \nu) \} / \{ \lambda (1 - \lambda) + 2 (2 - \nu) \} \quad (5.1)$$

K_0 : 初期側圧係数

ν : ポアソン比 (当該地質では 0.35 を仮定)

λ : 変位比率 (水平内空変位量/天端沈下量)

$$D_0 = 0.75 \cdot K_0 \cdot \gamma_t \cdot H / \varepsilon_h \quad (5.2)$$

D_0 : 変形係数 (kN/m^2)

γ_t : 地山の単位体積重量 (kN/m^3)

H : 土被り (m)

$\varepsilon_h = \delta_h / D$: 水平内空変位無次元量

D : トンネル掘削幅 (ここでは 10.5m)

図 5-9 に地質区間別に上記方法で算定した変形係数とその分布を示す。通常区間で地山強度 1.0MPa 程度の平均的な m1 粘土層の N2、N3、N4 区間では、区間平均で 38.5～40.2MPa (平均 38.2MPa) の変形係数 D_0 が得られている。一方、多亀裂区間から向斜軸区間にかけてのせん断帯(区間 B～D)では層序や層相は m1 粘土層と同一で地山強度も 1.0MPa 程度と通常区間の平均的な値と同等であるにも関わらず、変形係数 D_0 は 16.7～29.8MPa (平均 23.3MPa) と通常区間の 40～80%程度 (平均比 61%) の低い値となっている。

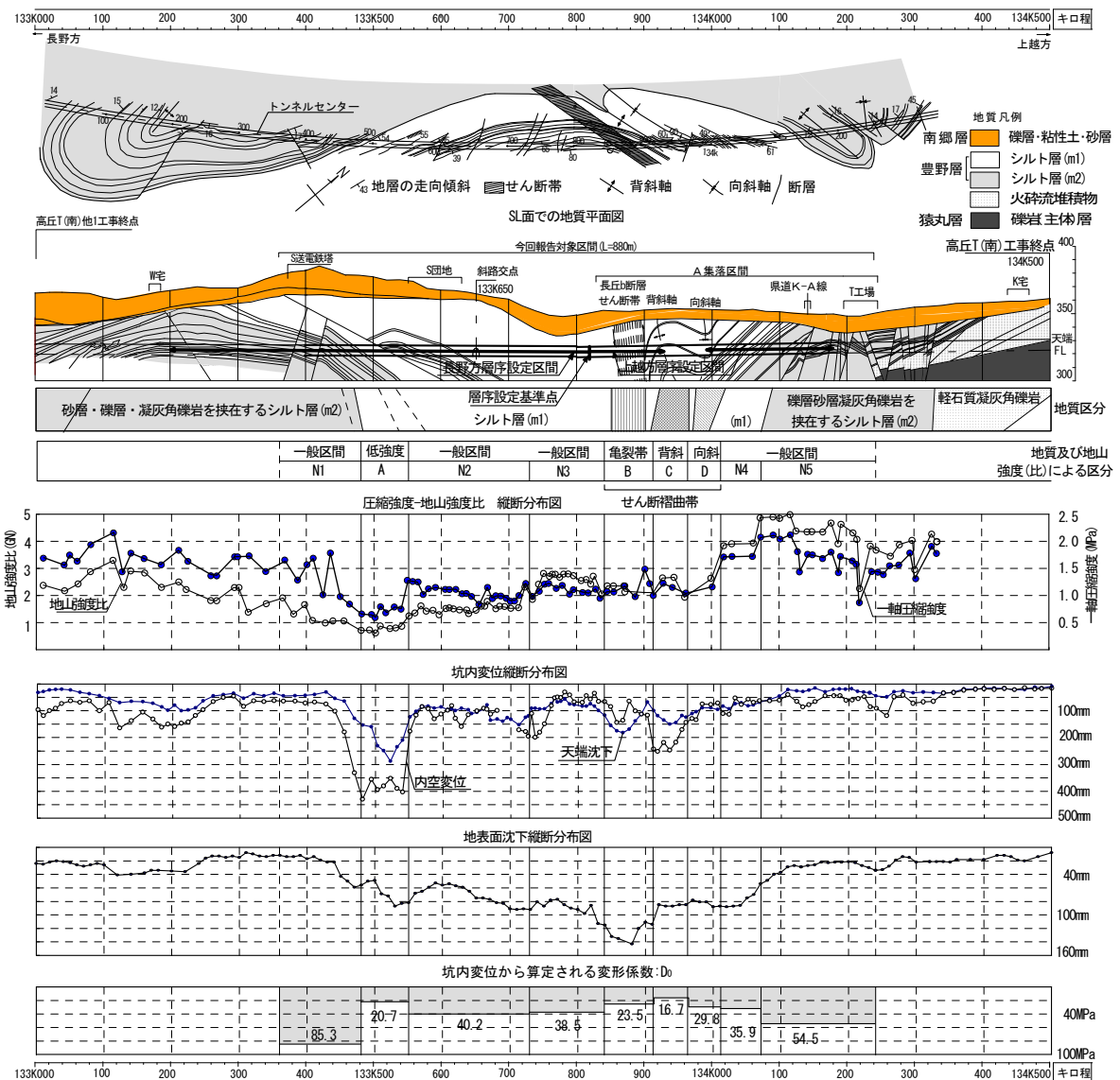


図 5-9 地質平面-縦断・強度-変位-変形特性縦断分布図

5.4. せん断帯における工学特性

変位特性の異なるせん断帯の区間は地山材料としては m1 粘土からなり、圧縮強度としては同等で推移していながら、大きな坑内変位と地表面沈下が発生している。そこで、せん断帯の影響について評価を行った。

トンネル挙動と地表面沈下を事前予測するためには、ボーリング調査における掘削前に得られる試験値と構造運動による影響との関連を評価するため、せん断帯の中でトンネル底盤よりコアボーリングを実施し、標準貫入試験を含む孔内試験とコア観察を行った。

5.4.1. 標準貫入試験

せん断帯において、一般区間で変形性予測に有効とした標準貫入試験を行い、その N 値分布を図 5-10 に一般区間の既存調査孔での m1 粘土層のそれと併せて示す。両者の統計量、分布に大きな差はみられず、せん断帯で生じた大きな坑内変位と地表面沈下と変形係数の低下は、N 値では評価できないことが分かる。

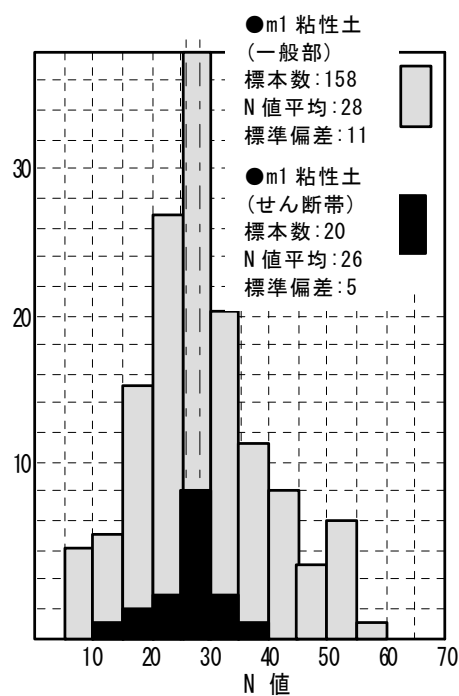


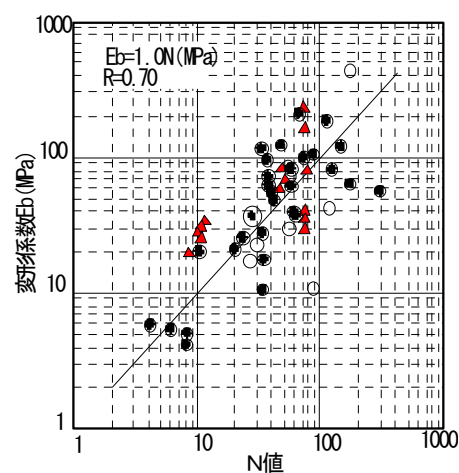
図 5-10 粘土（m1 層）における N 値の分布

5.4.2. 孔内載荷試験

同孔で変形係数を検証するために実施した孔内載荷試験結果を表 5-1 に示す。図 5-11 と比較して、当該地山での N 値との関係式において、せん断帯による影響について影響がない地質との違いを見出すことはできず、現位置試験である孔内載荷試験でも実際のトンネルの変形性を検証できなかった。

表 5-1 せん断・褶曲帯における孔内水平載荷試験結果

	深度	N値	変形係数	RQD
単位	m		MPa	
結果	10.5～11.0	28	35.87	31



注) 三角点がせん断・褶曲の影響を受けた区間のデータ

図 5-11 N 値と変形係数 (Eb)

5.4.3. 一軸圧縮強度試験

N 値と密接に関連した施工管理のパラメータである針貫入試験による一軸圧縮強度について、せん断帯(区間 B~D)では特に低下せず 0.9~1.3MPa と一般区間と同レベルで推移しており、大きな変形-沈下の原因である変形係数の低下はない(図 5-9)。これは針貫入試験が亀裂面から分離したブロックサンプルで実施するためであり、亀裂そのものの影響を評価できないためである。計画設計時の事前予測としてボーリングコアによる一軸圧縮試験においても針貫入試験と同様に直径 5cm 高さ 10cm の供試体では測定することはできないため、同様の結果となり、一軸圧縮強度から推定される変形係数は、実際のトンネルと地山の変形特性と異なったものになると言え、変形係数の低下は評価できないものと考えられる。

5.4.4. RQD(Rock Quality Designation)

発達する亀裂を評価するため、同ボーリングのコア観察の際、RQD(Rock Quality Designation)を測定した。RQD は標準貫入試験(試験長 45cm)を行った残り 55cm についてダブルコアチューブでコア採取を行い、10cm 以上の棒状コアの総延長を求め、これを標準のコア観察長 100cm に換算した。

写真 5-3(上段)に検証ボーリングのコア写真の一部を示す。亀裂のない m1 粘土層のコア(下段)に比べ、亀裂の発達状態が大きく異なり、亀裂の影響を無視できないと言える。このコアにおける RQD は 47.5 と低い値となっており、変形係数の低下は亀裂の存在に起因するところが大きいことが予想される(図 5-12)。

一般部の m1 粘土層区間において、ダブルコアチューブにより採取したコアの RQD と比較した。多くは 75 以上、低いものでも 60 以上、平均値で 81 となり、Deer(表 5-2)によれば、岩盤で言う「良い」に相当する。これに対し、せん断帯では「悪い」範囲に入り、大きくかけ離れた位置にあり、割れ目の少ない第四紀の地層としては異例の低い値で、当該区間における見かけの変形係数 D_0 の低下は亀裂の存在に起因するところが大きいと考えられる。

図 5-13 には RQD と変形係数 D_0 の関係を示す。両者の間に相関が見られ、RQD により変形係数 D_0 を低減できる可能性が示唆される。データ数が十分でなく、中間領域のデータが欠如しているが、m1 粘土層の平均的な亀裂状態は RQD の平均値で 80 程度であるのに対し、亀裂の多い区間の RQD は平均で 50 程度と約 60%に低下している。

これに対し、地質区間別に変形係数(図 5-9)について分析すると、通常区間で地山強度 1.0MPa 程度の平均的な m1 粘土層の N2、N3、N4 区間では、区間平均で 38.5~

40. 2MPa(平均 38. 2MPa)の変形係数 D_o が得られ、一方、多亀裂区間から向斜軸区間にかけてのせん断帯(区間 B~D)では、層序や層相は m1 粘土層と同一で地山強度も 1. 0MPa 程度と通常区間の平均的な値と同等であるにも関わらず、変形係数は $D_o=16. 7\sim 29. 8\text{MPa}$ (平均 23. 3MPa)と通常区間の 40~80%程度(平均比 61%)の低い値となっている。この結果、せん断帯の変位量から予想される変形係数は通常粘土区間の 60%程度であると考えられる。

図 5-13 の回帰式の傾き、すなわち変形係数 D_o の低減率は現状に即したものであると考えられる。RQD の平均値比率も 60%程度であることから、数値解析や変形予測にあたっては、N 値から予想される変形係数から同程度低減した評価を与える必要がある。

亀裂の評価、検証は、偶然遭遇した 1 箇所での検証調査によるもので、データも少なく、第四紀の地層としては稀な地質現象ではあるものの、複数の検証を行なった上で定量的評価方法を提案するべきと考えられる。また、岩盤ボーリングで用いる RQD と共に低下していることから、N 値と同様に RQD で亀裂性地盤の変形特性を予測することが可能であることを意味している。

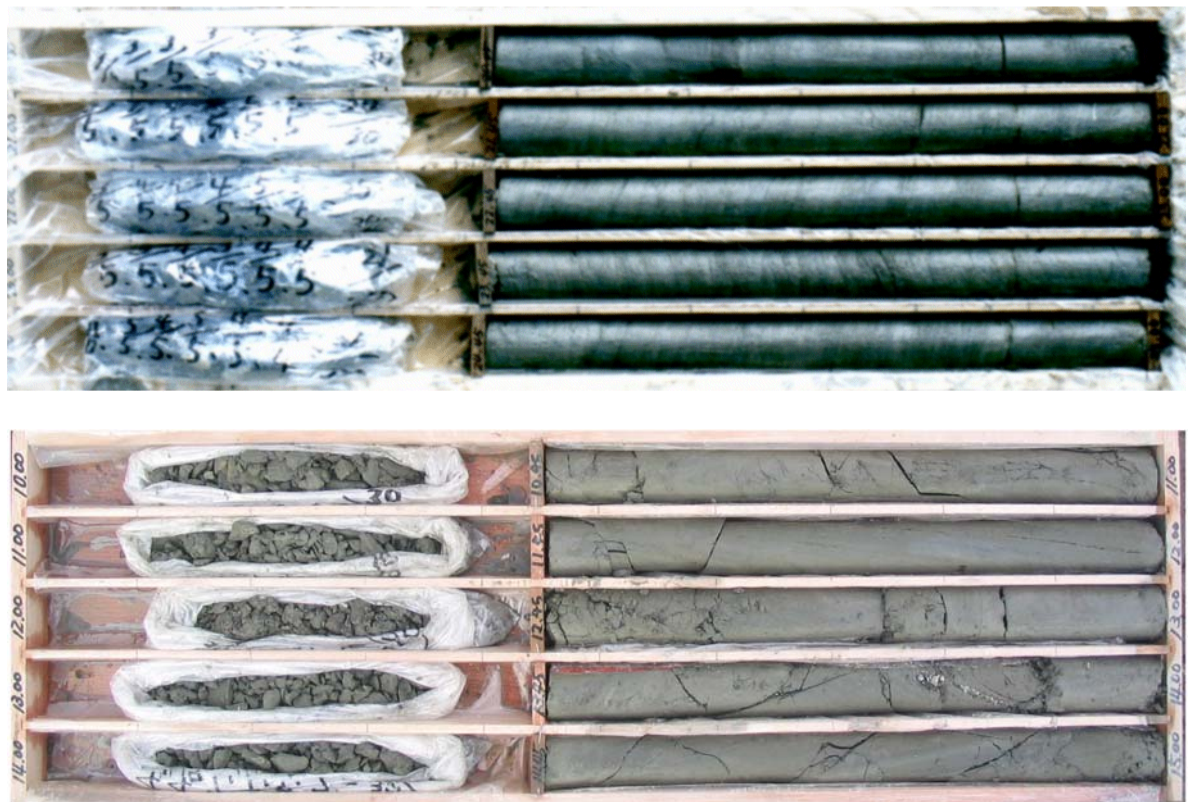


写真 5-3 m1 粘土層のボーリングコア写真
せん断帯検証孔(上段)と m1 粘土層一般部(下段)

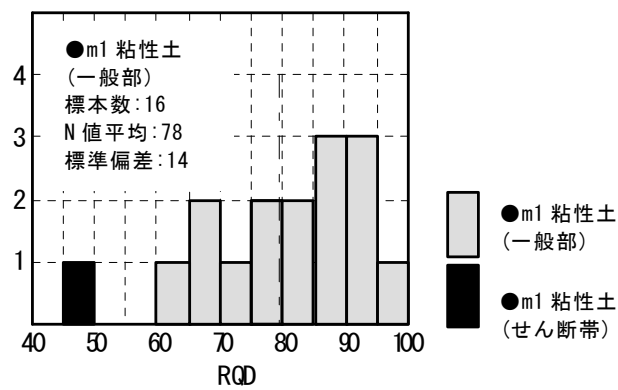


図 5-12 粘土 (m1 層) での RQD 分布

表 5-2 RQD による岩盤良好度 (Deer et al 1967)

RQD (%)	岩盤良好度の表示
0～25	非常に悪い (very poor)
25～50	悪い (poor)
50～75	普通 (fair)
75～90	良い (good)
90～100	非常に良い (excellent)

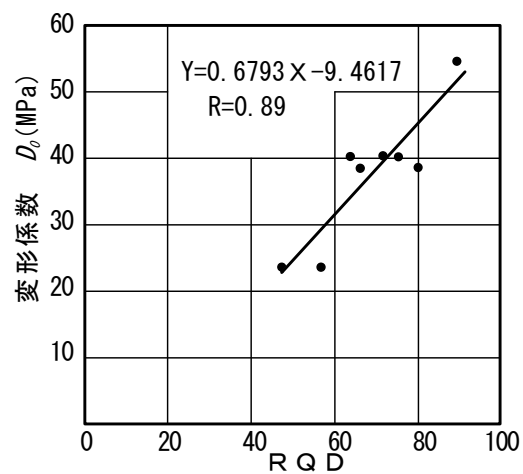


図 5-13 RQD と変形係数 (D_0) の関係

5.5. 結論

第四紀の地層の中でも変位制御の難しい更新世中期豊野層の未固結粘土を主体とする地山を延長 880m に渡って掘削を行い、その中で第四紀の地層としては稀な「長丘 b 断層」の活動に伴う「せん断帯」が確認された。第四紀の断層におけるせん断帯の特性について得られた知見を整理する。

- (1) トンネル掘削中、豊野層を切る長丘 b 断層の活動に伴う大規模なせん断帯による多亀裂部を通過し、その際、大きな坑内変位と地表面沈下を生じた。これは水平方向の圧縮応力場で形成された 80m に達する右横ずれ変位を伴うせん断帯で、この規模では第四紀の比較的新しい地層であるが、大規模な亀裂帯を伴う。
- (2) 同区間の変位は一軸圧縮強度や N 値のみから予測される変位量では説明できず、検証ボーリング調査を実施し、測定した RQD により亀裂特性を加味した変形性を予測できる可能性を示すことができた。

参考文献

- 1) 小林隆幸・山口学・音喜多勇(1994)：市街地直下のメガネトンネル第二神明道路(改築)小束山トンネル, トンネルと地下, Vol. 25, No. 8, pp. 49-59.
- 2) 佃栄吉・栗田康夫・奥村晃史(1990)：長野断層系荒船断層の発掘調査, 地震学会講演予稿集(1), p13.
- 3) 古山章一・佐藤豊(2002)：大型直接基礎の支持地盤強度確認の平板載荷試験他, 地盤工学会東北支部研究討論会講演概要集, PP. 7-10.
- 4) 中村正人・清水博：薬師トンネルにおける計測管理システムについて, 土木学会第8回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 41-45, 1986.
- 5) 小林博美, 斉藤豊(1982)：長野盆地西縁部長丘丘陵の変動地形, 信州大学教育学部志賀自然教育施設研究業績第20号 pp. 55-65.
- 6) 横溝正史：「付加体実験」の動画より
http://www016.upp.so-net.ne.jp/geophoto-ju/dansou_fukatai/dansou_fukatai.html
- 7) 日本鉄道建設公団(1996)：NATM 設計施工指針, pp. 325-327.

第6章 第四紀未固結粘性土（北陸新幹線高丘トンネル）の工学的特性

NATM トンネルは地山変位とトンネルの挙動を把握しながら、地山自身を持つ耐力を最大限に活かせる支保構造を設計していく。NATM は地山自身が構造体としての役割を果たすため、土被りなどから計算される応力全てがトンネルに作用する訳ではなく、支保を設置した後に起こる応力再配分が終了した後、初めて地山やトンネルに作用する応力が確定することになる。つまり、NATM では地山変位やトンネルの挙動の応答の結果を観測しながら、最適な支保を選定する必要があり、応答変位等から得られた情報を基に力学的な分析を行うことになり、変形係数等の地山物性値と力学的分析を行う上で必要な数値解析上の解析定数を的確に把握することは、地山の特性を分析するために非常に重要である。

6.1. 圧密特性

豊野層は湖成の粘性土層を主体とするが、更新世中期以来の長い圧密時間を経ている。地層の褶曲・隆起と長丘丘陵の浸食により上載荷重が解放され、土被りによる荷重以上の先行圧密を受けた過圧密比3.7～11.1の「過圧密粘土」であり（表6-1）、トンネル掘削と、これに伴う排水、地下水低下により顕著な地表面沈下を伴う危険性はないものと考えられる。

表 6-1 過圧密比

地層 (区分)	採取深度 (m)	圧縮係数 C_c	先行圧密 圧力 P_c (Mpa)	過圧密比
豊野層 m 1	18.7	0.49	1.62	4.80
	4.6	0.76	0.92	11.10
	18.0	1.17	2.07	6.40
	26.0	0.79	2.80	6.00
	30.0	0.69	2.80	5.20
豊野層 m 2	36.0	1.22	2.42	3.70
	41.0	0.37	4.80	6.60
	44.5	0.54	4.41	5.50
	18.8	0.89	2.13	6.30
	31.0	0.53	2.98	5.30
	35.0	0.39	3.31	5.30

図 6-1 に 133k522m での天端沈下に伴う圧縮ひずみの経時変化を、図 6-2 にトンネル内空変位に伴う水平ひずみの経時変化を示す。上半、下半掘削後に大きなひずみの増加を生じた後、ひずみ速度は減少し、インバート掘削閉合後、継続的に変位が計測されず、

トンネル完成時点(覆工コンクリート施工時)までの長期的な変位はないと考えられる。この結果、トンネル供用後の長期的なトンネル挙動は別の観察または計測が必要であるが、トンネル構築期間(トンネル掘削から覆工を打設まで)における圧密やレオロジーの問題は観測することが出来ない地質と考えられる。

加えて、当該地山には砂層が挟在し、これは均等係数が 5.0 以下と粒径の揃った未固結層のため切羽の自立性が悪く、湧水を伴った場合、容易に流砂や土砂流出を発生させた。砂層でも細粒分を多く含んだものは固結度が高く、一軸圧縮強度 1.0MPa 以上となり、この他にも大小の角礫や円礫を火山灰が埋めた堆積物を挟在するが、これは固結度が高く 1.0~2.0MPa を越える一軸圧縮強度となっており、何れも各々地下水を有している。本研究の対象地山である粘性土に挟在する砂層や礫層中に存在する地下水がボーリング孔内水位として全般に浅い位置に観測されており(図 6-3)、この地下水に対し、同層から事前に水抜きボーリングで水位低下を図りトンネル掘削を行った。しかし、排水に伴った圧縮や圧密による地表面沈下は見られず、実施工においても、当該地山はトンネル掘削過程での圧密、レオロジーの問題は観測されていない。

トンネル供用後の圧密やレオロジーの影響を予測するために、当該地山に対して、強制排水を実施し、地山の変形特性を観測することも考えられるが、当該地山の掘削断面に現れる地山からの自然湧水は観測されず、排水性の低い粘性土地質のため、供与後の経過観測が現実的な対応と考えられる。

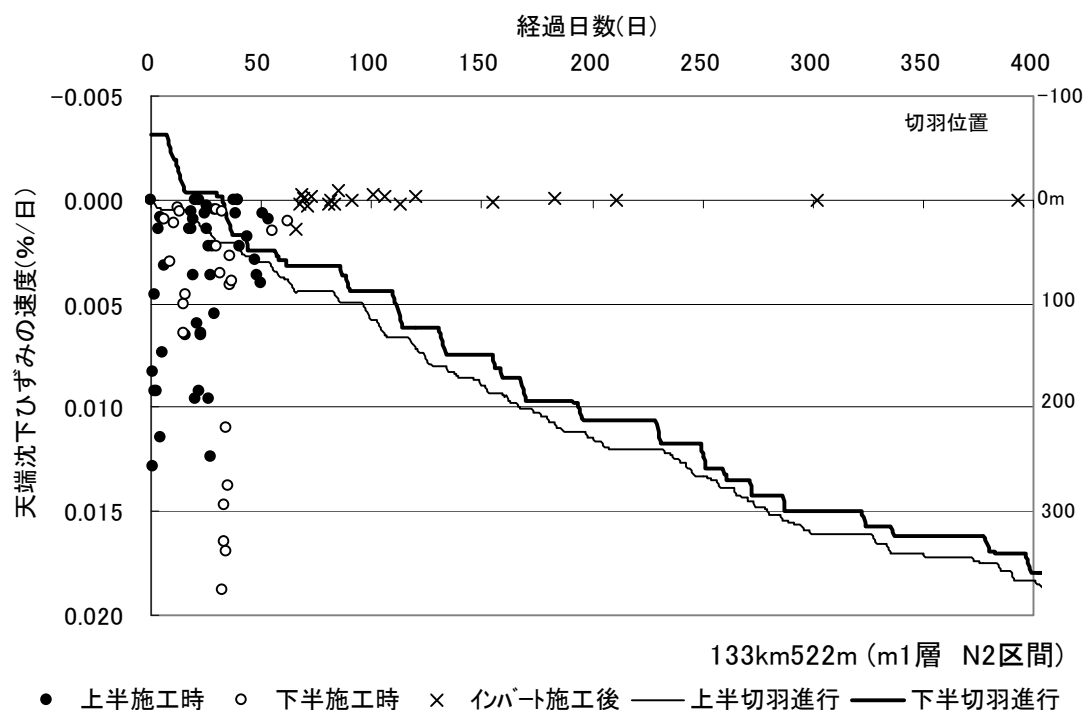


図 6-1 掘削段階におけるトンネル天端沈下のひずみ速度

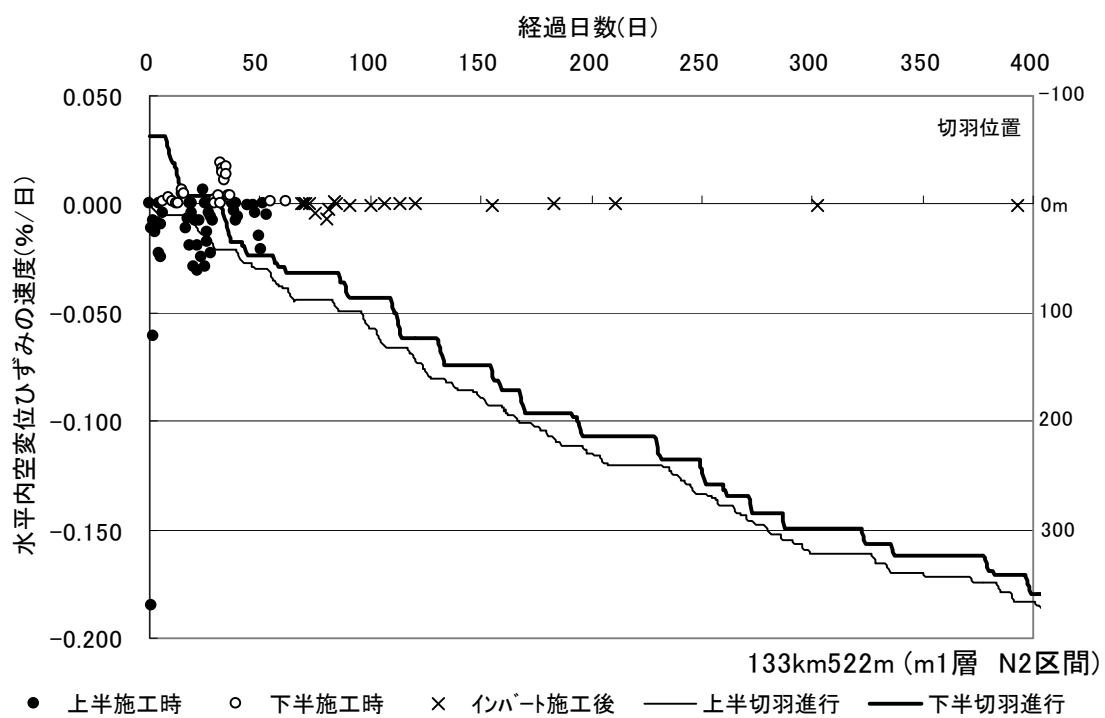


図 6-2 掘削段階におけるトンネル水平内空変位のひずみ速度

6.2. 圧縮強度特性

支保パターンの設定や変形-地表面沈下予測のため切羽で採取した粘性土のブロックサンプルを中心に針貫入試験を併用し掘削管理を進めた。貫入勾配から一軸圧縮強度を推定し、トンネル全延長にわたってほぼ連続的に強度値を測定した結果を示す(図6-4)。

133k480m～134k010m 付近は概ね一軸圧縮強度 1.0 ± 0.2 MPa で「m1」が分布し、同層がトンネル基礎部分以下まで深く分布し、トンネル自体の沈下を伴う変形の強い区間である。このうち 133k480m～133k550m 間では特に一軸圧縮強度 $0.5 \sim 0.8$ MPa と低強度の粘性土層が出現し、地山強度比が特に低下した区間(A区間)である。

134k010m 付近より上越方は「m2」を主体とした区間であり、凝灰角礫岩を伴うため強度にバラツキが多いが、ほぼ 1.5 ± 0.3 MPa 前後(最大 2.2MPa)と相対的に高強度で推移している。

133k480 付近の「m1」区間より長野方の区間も「m2」を主体とした区間で上越方「m2」区間と同様凝灰角礫岩砂層を挟む圧縮強度 1.5 ± 0.3 MPa 前後、最大 2.2MPa の高強度区間となっている。

トンネルの掘削はショートベンチカット工法により、図6-4に示す標準パターンを基に支保構成と補助工法を見直しながら掘削を進めた。本節では主として134km付近より長野方の支保と補助工法の軽微な区間について、地質特性と変位量の関係を分析する。

また、図6-4には地山強度と坑内変位量の推移も併せて示す。低強度の「m1」を中心に変位が大きく、高強度の「m2」区間で変位が減少しており、変形が地山強度に強く支配されている。特に133km480m～550mの内空変位の大きい区間は地山強度比の低い区間で塑性化による押し出しが顕著となっている。

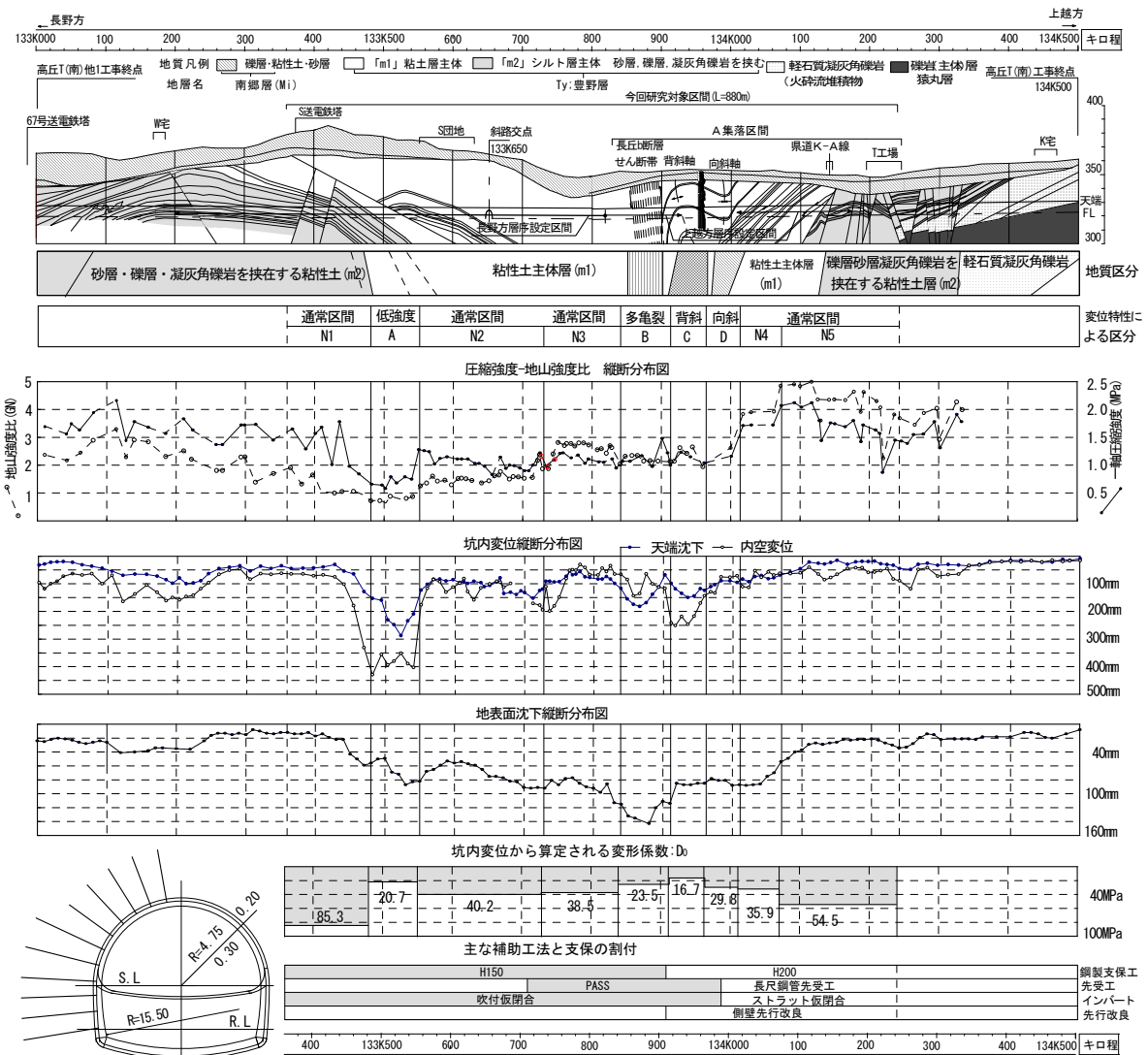


図 6-4 強度特性（一軸圧縮強度）縦断分布

内空変位及び天端沈下と地山強度の関係を分析した結果を図 6-5、図 6-6 に示す。双方とも 0.8MPa 以下で塑性地圧と見られる変位の増大のために線形の関係とはなっていないが、変位量と強度値の間に相関性が見られる。針貫入試験による圧縮強度は切羽での日常管理の一環として変位特性を評価する上で有効である。

トンネルの設計を行う上で変形量や挙動を事前に予測・評価することが重要である。そのため地山の強度特性と事前のボーリング調査による試験値との関係を明らかにすることは有効であると言える。そこで既往ボーリング調査による N 値とボーリング地点近傍の切羽での針貫入試験による圧縮強度との関係を分析した（図 6-7）。相関係数 $R = 0.97$ と強い相関があり、N 値から一軸圧縮強度など地山の強度・変形特性を予測することが可能である。特に日常管理の中で簡易に実施できる針貫入試験により、地山の強度特性を常に観測することができ、NATM の支保構造を連続的に見直すことが可能とな

り、その結果、より合理的な設計を行うことができ、経済的な構造体（支保パターン）を選定していくことが可能となる。また、支保構造選定と連動して、トンネルの挙動、引いては周辺構造物への影響を予測することが可能と考えられ、補助工法などの対策を早期に対応することができる。

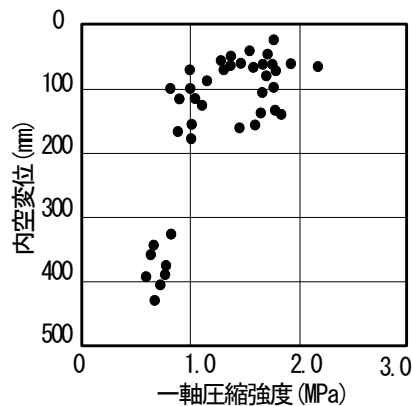


図 6-5 一軸圧縮強度と水平内空変位

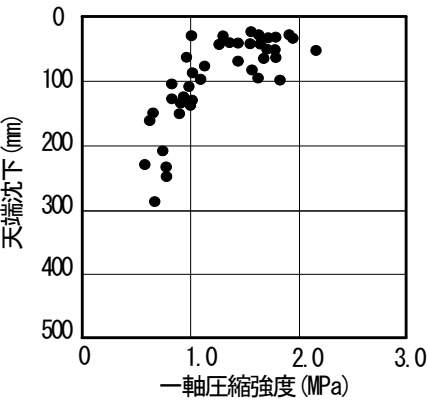


図 6-6 一軸圧縮強度と天端沈下

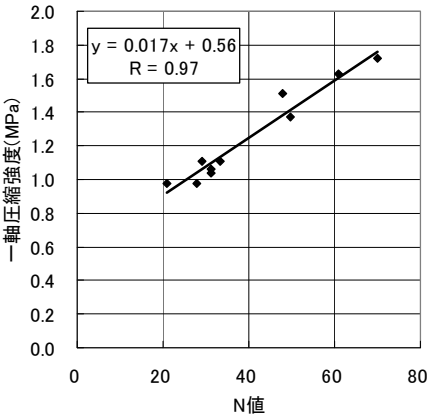


図 6-7 N 値と一軸圧縮強度

6.3. 変形に関わる地山物性

トンネルという線状の長い構造物において設計や数値解析を行う上で縦断方向の地層の連続性を考慮し、ボーリングコアの一軸圧縮試験や孔内載荷試験等局所的な試験結果のばらつきに左右されない設計定数を設定する必要がある。トンネルの変形は地山強度に強く支配され、その強度とN値に相関があり、地盤調査で標準的な方法として多用され、データ数の豊富な標準貫入試験によるN値をパラメータとし、これから地盤定数を求めることが可能となれば、現場管理の実務に適用性が高くなり、掘削を進めながら、地山の変位等の検討を行うことが可能となる。そこで地盤定数について、N値との相関性の検討を行った。

6.3.1. 変形係数

ボーリング調査のうち、粘性土箇所で行った孔内載荷試験による変形係数 E_b と、同時に実施した標準貫入試験によるN値との関係を図6-8に示す。両者の間には $R=0.70$ 程度の相関が認められ、 $E=7N$ (MPa) 等¹⁾の一般関係式と類似しており、これからもN値から数値解析に供する経験式を設定できる可能性が示唆される。また、その分布は100MPa以下の強変形性領域が主体となっている。

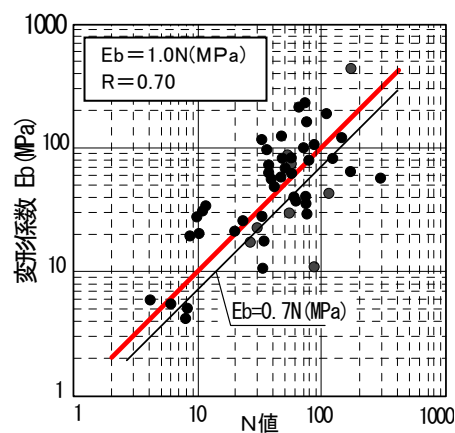


図 6-8 N 値と変形係数 (E_b)

6.3.2. 粘着力

粘性土のボーリングコアによる三軸圧縮試験(排水条件=CU)による粘着力とN値との関係を図6-9に示す。両者の間には相関係数0.75程度の相関が見られ、 $C=N/160$ (MPa)等²⁾の一般関係式と類似しており、これから数値解析のための物性値の設定が可能と考えられる。また、その分布は0.4MPa以下が多く、強変形性に加えて塑性化しやすく、変形の増大を生じやすい地山条件と考えられる。

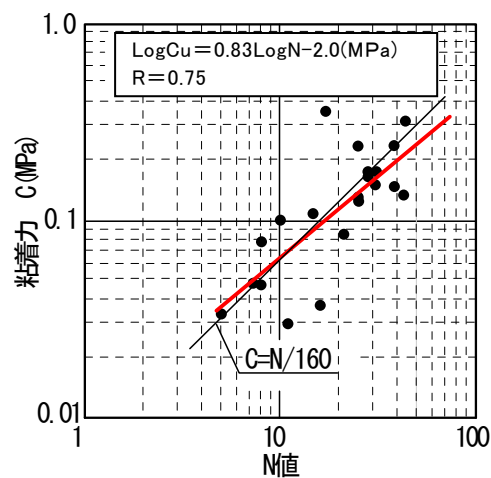


図 6-9 N 値と粘着力 (C)

6.3.3. 内部摩擦角

内部摩擦角についても変形係数や粘着力と同様に N 値による推定が可能である。図6-10 に実測データの分析から得られた N 値と内部摩擦角の関係を示す。N 値から内部摩擦角についても推定できることが分かる。

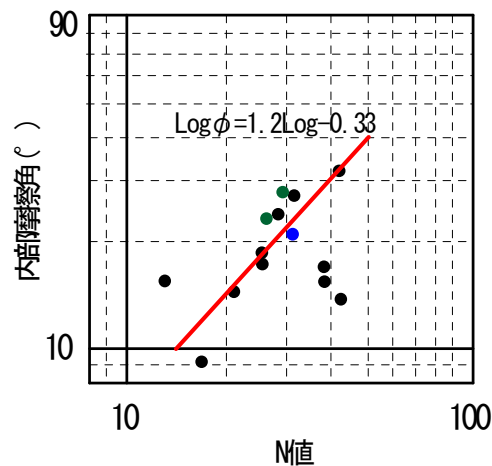


図 6-10 未固結粘性土地山における N 値と内部摩擦角の関係

6. 4. 初期側圧係数 K_0 と変形係数 D_0

数値解析に用いる重要な解析定数である初期側圧係数 K_0 と変位係数 D_0 について、既施工実績¹⁾³⁾と比較し、当該地山の位置付けを明確にする。初期側圧係数 K_0 及び地山の変形係数 D_0 は式(5.1)¹⁾、式(5.2)¹⁾により算定した。以下に同式を再掲する。

$$K_0 = \{ \lambda (2 - \nu) + 2 (1 - \nu) \} / \{ \lambda (1 - \lambda) + 2 (2 - \nu) \} \quad (5.1)$$

K_0 : 初期側圧係数

ν : ポアソン比 (当該地質では 0.35 を仮定)

λ : 変位比率 (水平内空変位量/天端沈下量)

$$D_0 = 0.75 \cdot K_0 \cdot \gamma_t \cdot H / \varepsilon_h \quad (5.2)$$

D_0 : 変形係数 (kN/m^2)

γ_t : 地山の単位体積重量 (kN/m^3)

H : 土被り (m)

$\varepsilon_h = \delta_h / D$: 水平内空変位無次元量

D : トンネル掘削幅 (ここでは 10.5m)

図 6-11 に各区間で平均した初期側圧係数 K_0 、また、図 6-14 に各区間の変形係数 D_0 を示す。図 6-15 に計測データと試験データから求まる変形係数の比 α を N 値との関係で示す。 α は通常区間における D_0 の平均値と土質試験や原位置試験より得られた変形係数 E_0 の比で低減係数 $\alpha = D_0/E_0$ と定義される。

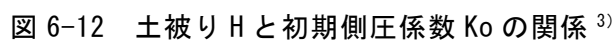
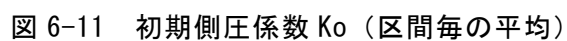
各区間の平均初期側圧係数 K_0 は 0.65～1.05 の範囲にある。これを他の鉄道トンネルと比較した結果 (図 6-12)、小土被りの地山の一般的な傾向と概ね一致している。なお、低強度区間の A は図 6-4 に示すように内空変位が 300mm を超え、側壁の塑性化が生

じている可能性があり、また、「m2」の N5 区間は土被り比 2.0 未満の小土被り区間になることから、図 6-12 の実績で取り扱っている範囲外にあると考え、参考値とする。

変形係数 D_o （図 6-13、図 6-14）について、通常区間で地山強度 1.0MPa 程度の平均的な未固結粘性土層「m1」の N2、N3 および N4 区間では、区間平均で 38.5～40.2MPa の変形係数 D_o が得られている。また、図 6-15 に示すように当該粘性土の通常区間における α の平均値は 110%であり、砂質地山であるが図中の平石や取香の N 値 50 未満の未固結地山での実績と同様に土質試験等で得られる変形係数と地山の変形係数が概ね一致する。なお、大貫と大釈迦の事例は試料採取の時の乱れがあり、試験データが過小に測定された結果、低減係数 α が過大になっているものと考えられている。

一方、多亀裂区間から向斜軸区間にかけての地質不良区間 B～D では、地山強度が 1.0MPa 程度と通常区間の平均的な地山強度と同等であるにも関わらず、変形係数 D_o が通常区間の 50%程度の低い値となっている。 D_o は式(6.2)から明らかであるが、初期側圧係数 K_o と土被り H に比例し、断面の水平無次元量（内空変位量）に反比例する。従って、B、D 区間は他区間に比べて土被り H が小さいことに加え、 K_o が小さく評価されており、より小さな D_o となっていると考えられる。一方、C 区間は K_o が大きいものの内空変位が卓越するため、 D_o も小さく評価されたものと考えられる。これらの変形が増大する要因の一つとして、当該区間のせん断帯での亀裂や褶曲による構造運動の影響があるものと考えられる。なお、D 区間が B、C 区間に比べて D_o が大きな傾向にあるのは、支保の増強や側壁先行改良とともにストラット仮閉合等による変位抑制効果が発揮されていることによるものと考えられる。

以上のことから、支保剛性や補助工法との関係で細かな変化はあるが、地質不良区間を除く「m1」の変形係数は、土質試験や原位置試験から得られる変形係数に概ね等しく、初期側圧係数 K_o は図 6-12 の破線で示した小土被りの地山での標準的な値であることが特徴的である。なお、当該地山の地表面沈下量が既施工実績の粘性土での実績と比べて大きくなるのは、既施工実績は第三紀から第四紀更新世前期の高強度の粘性土であるためと考えられるが、当該粘性土では標準的な変形係数であるものの大きな変形性を有すると言え、従来の解析手法では再現できない地質状況と考えられる。



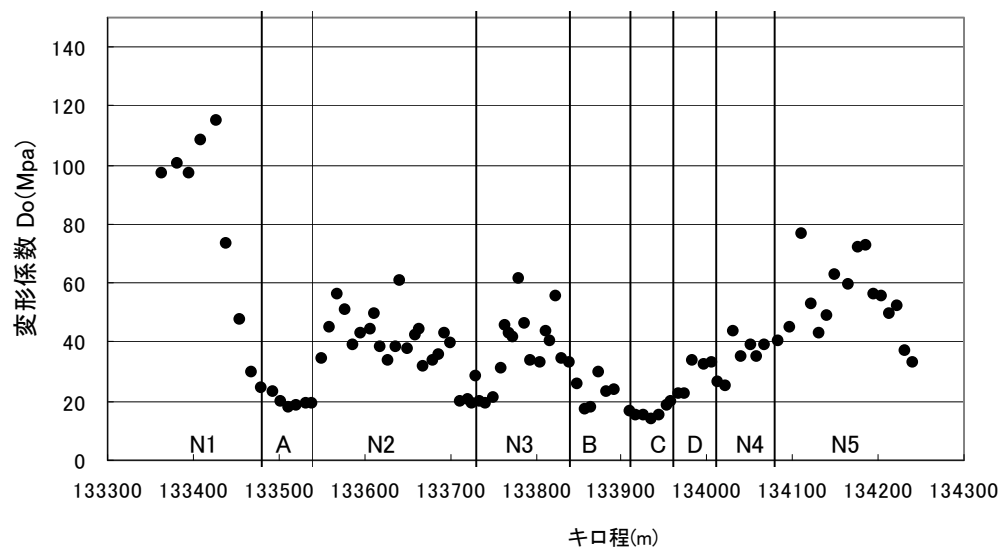


图 6-13 变形系数 D_o

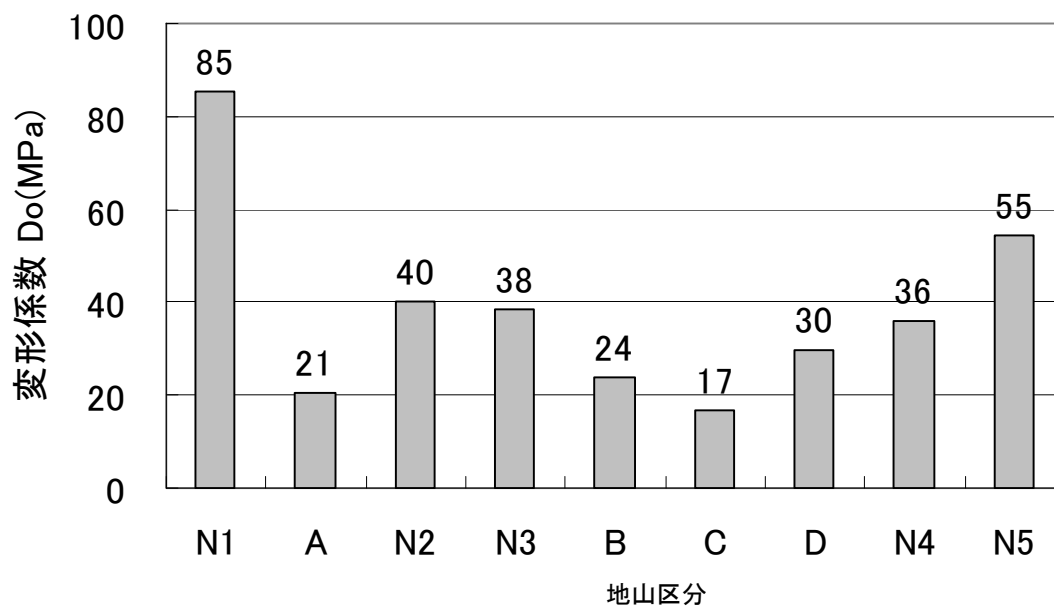


图 6-14 变形系数 D_o (区間平均)

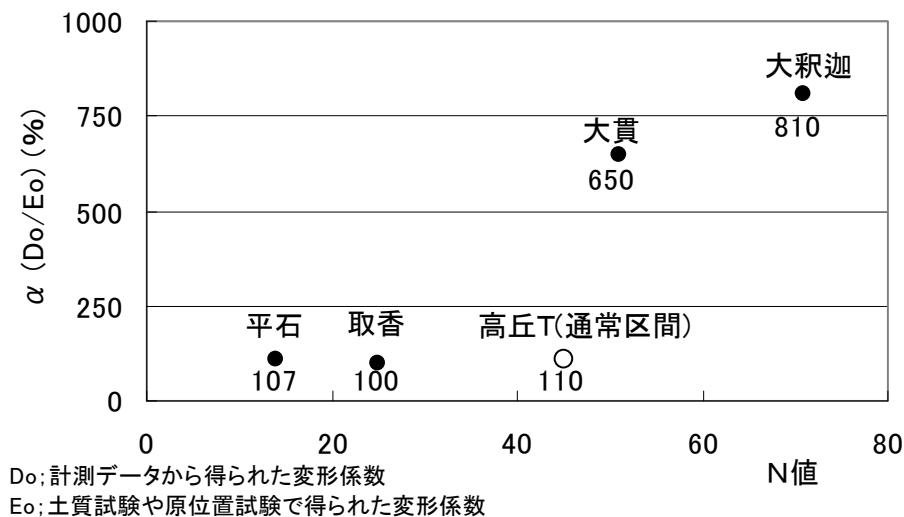


図 6-15 低減係数と N 値の関係¹⁾

6.5. 結論

第四紀更新世中期以降の未固結粘性土を主体とする地山における地盤定数と解析定数について、他の実績と比較により得られた知見等を整理する。この工学的特性を用いて、解析分析を行うことができる。

- (1) 第四紀未固結粘性土はトンネル掘削による長期的な変形は観測されておらず、トンネル供用後の長期的なトンネル挙動は別の観察または計測が必要であるが、トンネル構築期間（トンネル掘削から覆工を打設まで）における圧密やレオロジーの問題は観測することが出来ない地質と考えられる。また、事前に挟存する帯水砂層からの水抜きボーリングで水位低下を図り、トンネル掘削を行ったが、粘性土層からの排水と圧縮や圧密による地表面沈下は見られない。加えて、当該地山の掘削断面に現れる地山からの自然湧水も観測されず、排水性の低い粘性土地質のため、圧密等に対する挙動は、供与後の経過観測が現実的な対応と考えられる。
- (2) 既往ボーリング調査による N 値とボーリング地点近傍の切羽での針貫入試験による圧縮強度との関係进行分析した結果、強い相関があり、針貫入試験より N 値を求め、この N 値から変形係数等の地盤定数を予測することが可能である。特に日常管理の中で簡易に実施できる針貫入試験により、地山の強度特性を常に観測できることができ、NATM の支保構造を連続的に見直すことが可能となり、その結果、より合理的な設計を行うことができる。また、支保構造の選定と連動して、トンネルの挙動、引いては周辺構造物への影響を予測することが可能と考えられ、補助工法等の対策を早期に対応することができる。

(3) 解析定数について、「 m_1 」、「 m_2 」に代表される当粘性土地山では、支保剛性や補助工法との関係で細かな変化はあるが、地質不良区間を除き、その変形係数は土質試験や原位置試験から得られる変形係数に概ね等しい。また、初期側圧係数 K_0 は小土被りの地山で標準的な値であることが特徴的である。

施工実績がある粘性土地山における NATM トンネルと比較して、第四紀更新世中期の未固結粘性土は、工学的特性と言える土質試験などから得られる定数に対して、変形性が大きいと考えられ、従来の解析手法では、再現できない地質である可能性がある。また、地質不良区間のように亀裂や褶曲構造運動等の影響を受ける場合、変位特性の増大傾向が顕著になり、解析上、特別な対応が必要であることを示すことができた。以上より、従来はシールド工法が適した地山と考えられるが、その工学的特性と変形特性の関係を明確化することで、NATM の適用限界での変形特性について、問題点を明確にすることができた。

参考文献

- 1) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針， pp. 323-327, 333, 1996.
- 2) Terzaghi. K and Peck. R. B：Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wilky & Sons, 1948.
- 3) 整備五新幹線経済調査トンネル分科会設計WG 報告書 pp. 38, 1983. 5

第7章 数値解析による地山評価

都市及び都市近郊における第四紀未固結地山に NATM を適用するにあたっては、周辺構造物への影響や事前調査から得られた地質性状に基づき、地山、切羽の自立性等について検討し、NATM の採用の可否について決定していく。桜井ら¹⁾によれば、砂層の地山においては水抜きボーリング、止水注入などの湧水対策や補助工法等により、切羽地山の安定を図ることで地山の変形を抑制することができるため、その適用事例は増加傾向にある。

一方で第四紀の未固結粘性土地山においては、第4章で示したように砂層と比較して地山の変形性が卓越し、制御することが難しい。補助工法を採用した場合においても、適用を誤ると、その施工自体が地山の変形を助長し、結果的にトンネルに大きな変位を発生させてしまう場合もある。このため市街地のトンネル掘削を行う上で、最重要課題とも言える周辺構造物への影響の抑止が困難となる可能性が高く、NATM の採用は慎重にならざるを得ない。

また、NATM は排水構造を基本とするため、砂層は粘性土と比較し、排水が半強制的に進行し地山の自立性や強度が確保され易い。加えて、水抜きボーリング等の水処理を併用することで、更に地山の自立性等が確保される。その他にも、止水注入等の水処理（間隙水の排水及び注入材による土粒子間の結合）により、地山強度を確保することで掘削が可能となる。一方、粘性土については、トンネル掘削途中の短期間での排水がされ難く、水処理により地山の自立性を確保することは困難である。粘性土はトンネル掘削に伴うトンネル周辺の地山の拘束圧低下に伴うダイレイタンスーや間隙水圧低下の影響を考慮する必要もあり、砂層とは異なった地山の挙動が考えられる。しかし、その挙動のメカニズムが明確になっておらず、NATM での施工は慎重にならざるを得ない。NATM が適用された施工実績として、第四紀更新世前期の上総層群や大阪層群に代表される変形係数が 100MPa を超える固結度が高い第四紀更新世前期の粘性土に限られており、第四紀更新世中期以降の変形係数が 10 から 30MPa 程度と小さな粘性土への対応が、NATM による地質の施工領域拡大に当たっての課題と言える。そこで都市及び都市近郊の第四紀更新世中期以降の未固結粘性土地山において、NATM を採用するにあたり、その地山の変形特性を把握し、都市 NATM 特有の周辺構造物への影響を予測することができ、施工途上において、実際の現場管理に簡易に活用できることを目的とした簡易な数値解析モデルの構築が必要となってくる。

トンネルの設計に採用される解析手法は、1960 年代の岩盤工学への FEM 解析の導入とコンピュータの普及により急速に発達し、連続体解析、不連続体解析、不均質体解析等を用いて、種々の地山（土砂・岩盤）における適用性検討が行われ、現在も積極的な

研究開発が進められている。

これらを踏まえ、本章では地質的に NATM 適用の拡大領域と言える第四紀未固結粘性土地山について、地山の工学的特性を反映でき、かつ、トンネル掘削途中でも支保構造の検討などを逐次行える簡易な解析モデルの構築を行い、その妥当性の検証を行う。そして、構築されたモデルを用いて、第四紀未固結粘性土の地山について、その変形特性を分析、評価（解析評価）する。

また、地山の変形予測に有効な解析モデルの検討と共に、都市 NATM において近接構造物の影響に最も影響が大きいと言える地表面沈下に対し、抑制効果が高い補助工法を選定するため、数値解析における補助工法のモデル化を行い、補助工法を含めた支保構造の検討、評価を行う。

7.1. 未固結地山における NATM の変形予測手法に関する既往事例

研究対象である都市 NATM トンネルの設計においては、掘削に伴う家屋や道路等への影響を把握し、適切なトンネル構造や補助工法の選定が主要な課題となることが多い。そのため、対象の地質が粘性土や砂層と言った堆積層であること、また、解析手法の取り扱いが簡便であること等から、地山を連続体と仮定する 2 次元 FEM 解析が、現在、最も汎用的な解析手法となっている。また、施工途上において、実際の現場管理に簡易に活用できることも非常に重要な要因であり、この点でも 2 次元 FEM 解析は、その実用性が高いと言える。

3 次元 FEM 解析は地山状態を立体的に把握でき、実際の施工状況を再現する上で有効であり、コンピュータの計算能力の向上に伴い一般化されつつある。しかし、計算に長時間要することやモデル化が非常に複雑であり、簡便な解析手法として、研究、開発の余地が残り、実際の施工現場においては短時間で検討できない点で問題を有する。

2 次元 FEM 解析において適切な解析モデルを作成するためにはトンネルが位置する地山材料の構成則（応力-ひずみ関係）、降伏条件、更には破壊後の力学特性を合理的に決定しなければならない。しかしながら、地山の力学特性は極めて複雑であり、正確に予測することは困難であることから図 7-1 に示すような理想化した応力-ひずみ関係をもつ連続体として解析しているのが現状である。

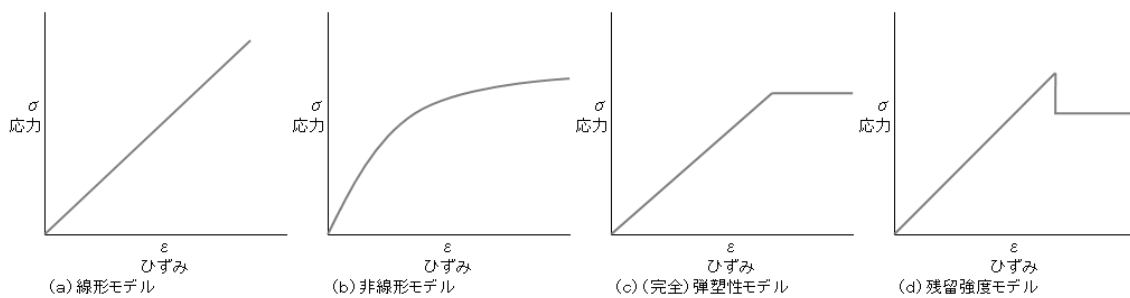


図 7-1 地山材料の解析モデルの例

線形モデル、非線形モデル、弾塑性モデルといった汎用的な解析モデルの他、地山特性に応じて降伏後の強度が低下する残留強度モデル、粘性による時間依存性を付加したものが一般的である。最近では土被りの浅いトンネルの非線形挙動に対して、異方性パラメータを低下させるモデルや地山強度定数を低下させるモデルを組み合わせた「ひずみ軟化モデル」による解析の適用²⁾が研究されている。

数値解析モデルの構築に当たって、地山挙動の評価を十分に行うために、再現性の確保は非常に重要なことである。しかし、実際の施工現場では、日々、地山状態が変化し、支保構造の選定は一刻を争うことがしばしば見受けられる。このため、トンネル掘削に伴う地山挙動の評価、支保構造の選定、補助工法の選定等のための数値解析モデルは、極めて汎用性が高く、簡易であることが求められる。

この状況を踏まえ、本章では、実施施工の日々の施工管理が容易にできることを前提として、日々変化する地山に対し、汎用性が高く、簡易にモデル構築ができる 2 次元 FEM 解析の各種解析法（弾性解析、非線形弾性解析、弾塑性解析）と、その適用例をまとめる。次に、その適用例を基に、本研究の課題である第四紀末固結粘性土における数値解析モデルの適用性を検証し、施工管理を念頭に入れた簡易なモデルの中で、最も再現性が高いモデルを構築し、そのモデルを用いた地山評価を行う。

7.1.1. 弾性解析

地山材料の多くが非線形特性を示すことは周知の事実であるが、FEM 解析実施の簡便さと迅速性から、線形モデル（応力－ひずみ関係が直線）を用いた弾性解析が適用されることが多い。本解析手法は設計等の予備検討のために用いられる場合が多く、トンネルおよび周辺地山の挙動の概略推定に活用されている。

NATM における末固結粘性土地山への適用例として、横浜市環状 2 号線港南トンネル³⁾などがあるが、上総層群に属する粘性土を対象とするものであり、本研究における第四紀更新世中期以降の粘性土と比較すると硬質なものとなっている。

7.1.2. 非線形弾性解析

非線形弾性モデルは応力増分に伴い変形係数が低下するという実際の地山の特性を近似的に表現できることから、トンネル解析には多くの実績がある。代表的なものに電中研式モデル（林・日比野モデル）⁴⁾ がある。この解析モデルは塑性を考慮できない（荷重除去により載荷時と同じ経路で変形が戻る）ため、FEM 解析によるモールの応力円と地山の粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ で決定される破壊包絡線との距離を用いた破壊接近度の値に応じて地山が弾性状態にあるか否かについて判定する。現状では都市 NATM の範疇で第四紀未固結粘性土に特定した土質定数の設定や解析モデルの研究はなされていない。

粘性土地山への非線形弾性解析の適用例としては、横浜新道保土ヶ谷トンネル⁵⁾、横浜高速鉄道 1 号線矢沢工区などがある⁶⁾ が、何れも第四紀更新世前期の上総層群の粘性土が対象となっている。

7.1.3. 弾塑性解析

トンネルの掘削に伴いトンネル周辺地山の応力が変化し、応力再配分に伴う応力集中箇所が発生してくる。この応力集中はトンネル周辺地山に塑性域を生じさせ、トンネル壁面の変形や部分的な崩壊を引き起こすことがある。トンネル周辺に発生する塑性域を問題とする場合、多くは弾塑性解析が行われる。弾塑性解析の大きな特徴はトンネル周囲の破壊領域とその周囲の非破壊領域を明確に区分し、その破壊領域に対して、補助工法等の適用範囲を的確に想定できること等にある。その際、実務で広く用いられている地山の降伏条件式として Mohr-Coulomb と Drucker-Prager の降伏基準がある。

未固結粘性土地山への弾塑性解析の適用例として阪神高速道路北神戸線井吹トンネル⁷⁾、第二神明道路小束山トンネル⁸⁾ などがあるが、これらも第四紀更新世前期の大坂層群の粘性土が対象となっている。

前述のように NATM の解析手法の既往研究としては個々の事例での地山変形や破壊をより忠実に再現できる力学モデルを導入し、個別の問題として取り扱うことが主流となっており、地山特性に応じた汎用的な取り扱いがなされていない。

一方、実務レベルにおいても、非線形弾性モデルや弾塑性モデル等の汎用的な解析モデルが多用されているものの、個別の問題に対応した特殊事例に対応したモデルを構築することが多く、NATM の設計手法としての整理が十分になされているとは言い難い。

特に前述した市街地における各種解析手法の適用例は、第四紀更新世前期の粘性土までを対象としたものであり、第四紀更新世中期以降の新しい地層である未固結粘性土地山での適用例は見られない。

未固結粘性土地山を NATM と関連させる事例が少ないため地質性状の的確な評価と地山の変形やトンネルの挙動の実用的な評価を可能とする数値解析モデルの構築、特に市街地で重要な地表面沈下抑制を目的とした効果的な補助工法の選定などが NATM の適用地質領域拡大に当たって重要な課題と言える。

7.2. 未固結地山における NATM の補助工法の適用事例

未固結地山におけるトンネルの掘削は、切羽の自立が前提となるため切羽の安定対策の実施が必要条件となる。また、民家などを保全するための地表面沈下対策も都市 NATM においては必要条件と言える。

都市 NATM が採用されてきた第四紀更新世前期の未固結地山のうち砂層では、地下水位低下工法や薬液注入工法の採用によって切羽の自立が図られることが多い⁹⁾。また、未固結粘性土では挟在する帯水砂層への薬液注入の他、天端防護のための先受け工が施工されている¹⁰⁾。地山の変形抑制、地表面沈下対策としては、長尺鋼管先受け工や長尺鏡止め工が採用され、トンネル脚部沈下対策としてはフットパイルやサイドパイルが採用されている¹¹⁾。その際、切羽の安定性を高めるためにサイロット工法のように加背を小さく分割して施工するのが一般的であったが、長尺先受け工法の普及等に伴って加背の大型化が可能となり、都市 NATM においても上半工法による効率的な施工が行われるようになってきている¹²⁾。しかし、変形性の大きな第四紀更新世中期以降の未固結粘性土地山での効果的な表面沈下対策は未確立であると言える。未固結粘性土地山を NATM と関連させる事例が少ないため、地質性状の的確な評価と変位挙動の実用的な評価を可能とする地山の変形予測モデルの構築と共に、市街地で重要な地表面沈下抑制を目的とした効果的な補助工法の選定が NATM の適用地山の領域拡大に当たっての重要な課題となっている。

7.3. 北陸新幹線高丘トンネルにおける変形予測手法の検討

トンネル掘削は、日々変化する切羽や地山挙動を把握し、常に最適な支保構造となるよう様々な検討がなされる。その検討の中で、数値解析を用いて、定量的に地山挙動の把握、評価し、補助工法を含めた支保構造を選定していくことは、極めて合理的であると言える。特に都市 NATM では切羽進行に伴い連続的に近接構造物への影響を把握し、

予測して行く必要があるため、地盤定数等の得られる情報が少ない中、操作性が良い、汎用性が高い、簡易な数値解析モデルの構築が重要となってくる。

そこで、本研究の研究対象地山である低強度で変形性が大きく、切羽の安定性や沈下の制御が困難である第四紀更新世中期以降の未固結粘性土に対し、現在、現場の施工管理で汎用性が高いとされている簡易な数値解析モデルの適用性について、第3章で示した北陸新幹線高丘トンネルにおいて、モデルを構築し、比較検証する。

比較検証はトンネル掘削の数値解析において、前述したように地盤定数等の得られる情報が少ない中、操作性が良い、汎用性が高い、簡易な数値解析モデルで、実際の施工管理で実績の多い2次元FEMによる数値解析モデルを対象とする。

具体的には、以下の条件を前提として実施工における取り扱いの簡便さに主眼をおき、その実用レベルが高い、(1) 弾性解析、(2) 非線形弾性解析、(3) 弾塑性解析の3手法について検討を行った。その評価については、都市 NATM トンネルの施工を対象とすることから家屋等の保全物件の安全性確保を第一の目的として、地表面沈下の再現性を重視することとした。

- 1) フィッティングのために複雑な数式を導入することがない簡易なモデルである。
- 2) 現場の状況に応じてタイムリーに見直しが可能であり、汎用性が高い。
- 3) 検討に長時間を要さない。
- 4) 特殊条件にのみ対応したローカルモデルとならない。

7.3.1. 解析手法

(1) 弾性解析

弾性解析は線形モデルであり、地山は常に弾性体として仮定するもっとも簡便なものである。地山の変形係数、ポアソン比等が主要な解析定数である。

(2) 非線形弾性解析

一般にトンネル解析においては、地山材料の応力-ひずみ関係を表すモデルとして非線形弾性モデルである電中研法モデル（林・日比野モデル）が多く用いられている。電中研法モデルは地山の応力状態から決定される「緩み係数R」から変形係数Dやポアソン比 ν を変化させるモデルであり、地山材料特有の緩やかな非線形性を表現できる。電中研法による非線形弾性モデルでは、モールの応力円と破壊包絡線の距離を用いて「緩み係数R」を定義している。そして、緩み係数Rをパラメータとして、変形係数Dとポアソン比 ν を変更して地山の非線形挙動を表現している。非線形弾性モデルは破壊近接度法で定式化した¹²⁾。

(3) 弾塑性解析

弾塑性解析は、地山が降伏するまでは弾性を保ち、降伏後は一定の応力でひずみのみが進行すると仮定する完全弾塑性モデルを用いた。

各解析モデルにおける基本的な解析定数は図 6-8～図 6-10 の図中に示した式に設定する。

1) 変形係数

$$E_b = 1.0N \quad (7.1)$$

N : 標準貫入試験による N 値

E_b : 孔内載荷試験による変形係数 (MPa)

2) 粘着力

$$\log C = 0.83 \cdot \log N - 2.0 \quad (7.2)$$

N : 標準貫入試験による N 値 C: 粘着力 (MPa)

3) 内部摩擦角

$$\log \phi = 1.2 \cdot \log N - 0.33 \quad (7.3)$$

φ : 内部摩擦角 (°), N : 標準貫入試験による N 値

7.3.2. 各解析手法の適合性の検証

当該地山に適用すべき合理的な解析手法を検討する目的で、ショートベンチカット工法により、特別な補助工法を実施せずに施工された土被り 35m、N 値（平均）27 の断面を対象に比較解析を行った。図 7-2、図 7-3 に検討断面図を、図 7-4 に施工パターン図（補助工法を含めた支保構造）を示す。表 7-1 に各解析で共通の地山物性値を、表 7-2 に非線形解析モデルにおける解析定数を示す。また、表 7-3 にトンネル構造体の材料の物性値を示す。なお、これら構造体の材料は弾性体として扱い、この内、設計基準強度 18N/mm² の吹付けコンクリートと鋼製支保工は両者の軸剛性から算定される等価な弾性係数を有する合成部材として扱うこととする。解析は施工手順を考慮したステップ解析（表 7-4）とし、上半及び下半掘削解析の先行応力解放率は、図 7-5 に示す当該地山での地表面沈下の先行沈下量の分析から 40% に設定した。この先行応力解放率は、補助工法や支保等の違いに大きな影響は受けていない。また、非線形弾性解析と弾塑性解析における地山の降伏条件は Mohr-Coulomb によることとした。解析範囲について横方向及び深さ方向は、境界変位がトンネルの変位に影響を与えないよう範囲を設定した。

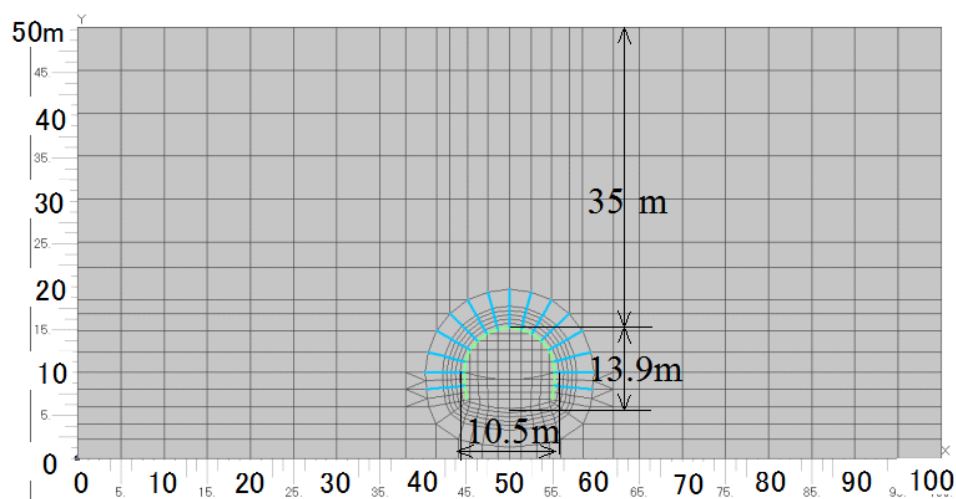


図 7-2 検討断面図

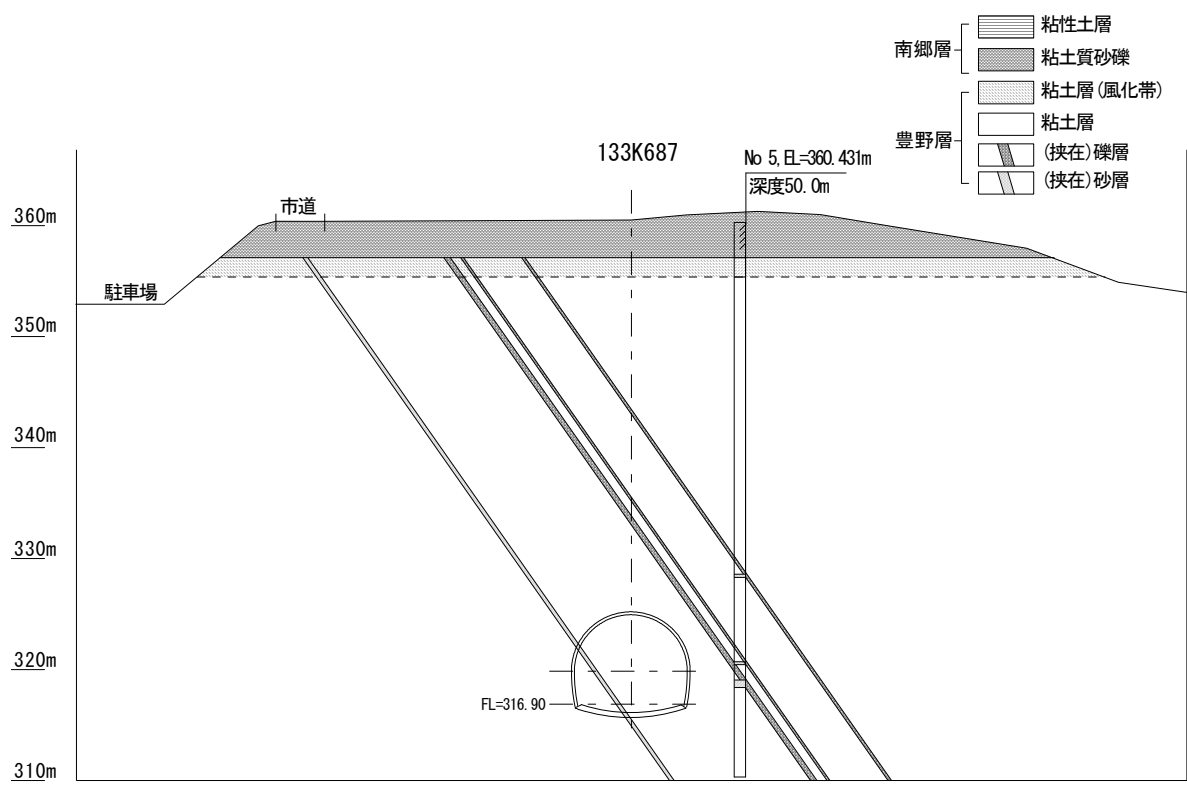


図 7-3 検討断面図（地質状況）

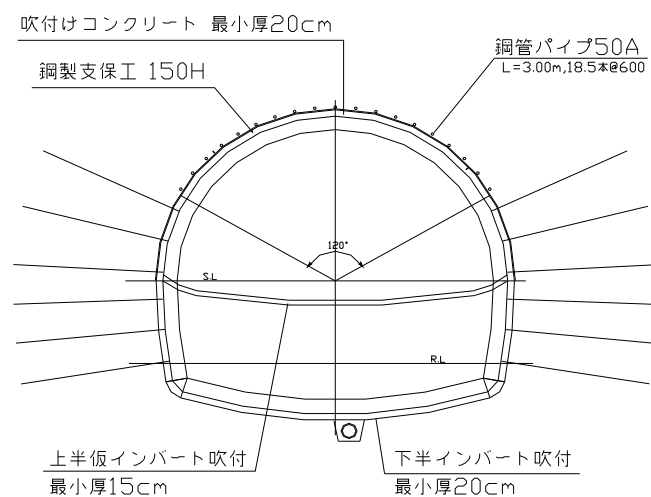


図 7-4 施工パターン図

表 7-1 地山物性値

N値 (平均値)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	初期変形係数 D_0 (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 C (MPa)	初期ポアソン比 ν_0
27	18	27	21	0.15	0.35

表 7-2 非線形解析モデルにおける解析定数

弾性限界 R_{EL}	非線形 パラメータ n	破壊時変形 係数 D_f	破壊時ポアソン比 ν_f	引張強度 σ_t
0.3	4	$D_f = 0.1 \times D_0$ (kN/m ²)	$\nu_f = 0.45$	$\sigma_t = 0.2 \times C$ (kN/m ²)

表 7-3 トンネル構造体の材料の物性値

名 称	仕 様	単位体積重量	弾性係数	断面積	断面二次モーメント	材端条件
		γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	A (m ²)	I (m ⁴)	
吹付けコンクリート	t=200mm	23	34×10^8	20×10^{-1}	6.7×10^{-4}	ピン結合
鋼製支保工	H-150mm	77	20×10^8	40×10^{-3}	1.6×10^{-5}	剛結合
合成部材	吹付+支保工	23	76×10^8	20×10^{-1}	7.5×10^{-4}	剛結合
ロックボルト	$\phi 22$ mm	77	20×10^8	39×10^{-4}	1.0×10^{-8}	梁結合

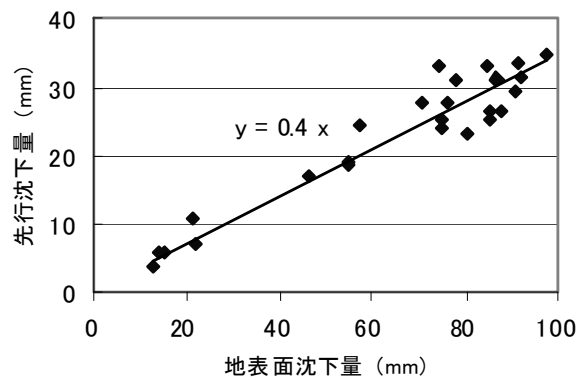


図 7-5 地表面沈下量と先行沈下量

表 7-4 解析ステップと応力開放率

	項目	応力解放率	
Step-1	自重解析		
Step-2	上半掘削	40%	
Step-3	上半支保	60%	← 上半仮インバート考慮
Step-4	下半掘削	40%	
Step-5	下半支保	60%	
Step-6	インバート掘削	40%	
Step-7	インバート設置	60%	

図 7-6 に各手法の解析結果について、トンネル横断方向の地表面沈下分布と計測データとを対比した。この沈下分布を 5m 区間ごとの傾斜角として整理すると図 7-7 のようになる。また、各手法による地中変位（沈下量）の解析結果を図 7-8～図 7-10 に示す。

横断方向の地表面沈下とその分布形状については、計測値は非線形弾性解析結果が最も一致している。

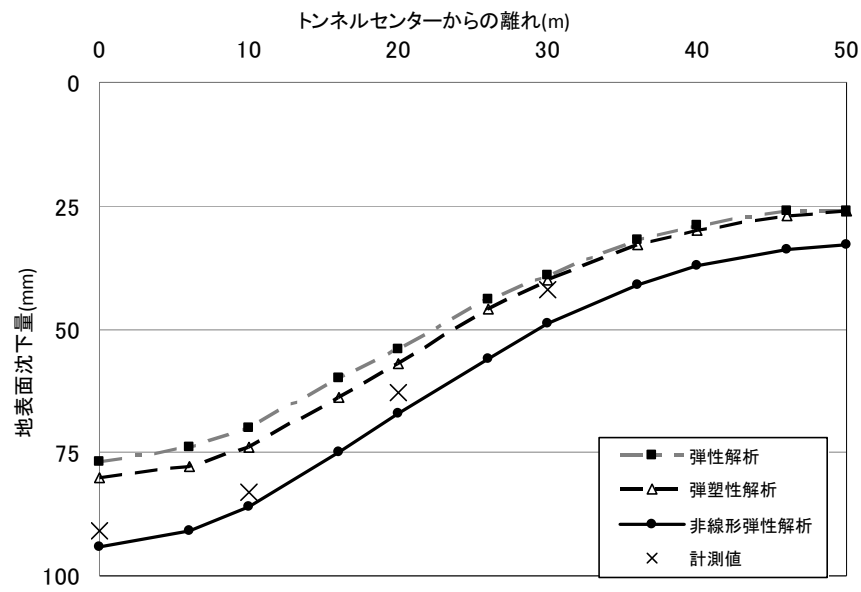


図 7-6 地表面沈下分布の比較

表 7-5 地表面沈下分布の比較

単位:mm

トンネルセンターからの 距離(m)	弾性解析	非線形弾性解析	弾塑性解析	計測値
0	77	94	80	91
6	74	91	78	—
10	70	86	74	83
16	60	75	64	—
20	54	67	57	63
26	44	56	46	—
30	39	49	40	42
36	32	41	33	—
40	29	37	30	—
46	26	34	27	—
50	26	33	26	—

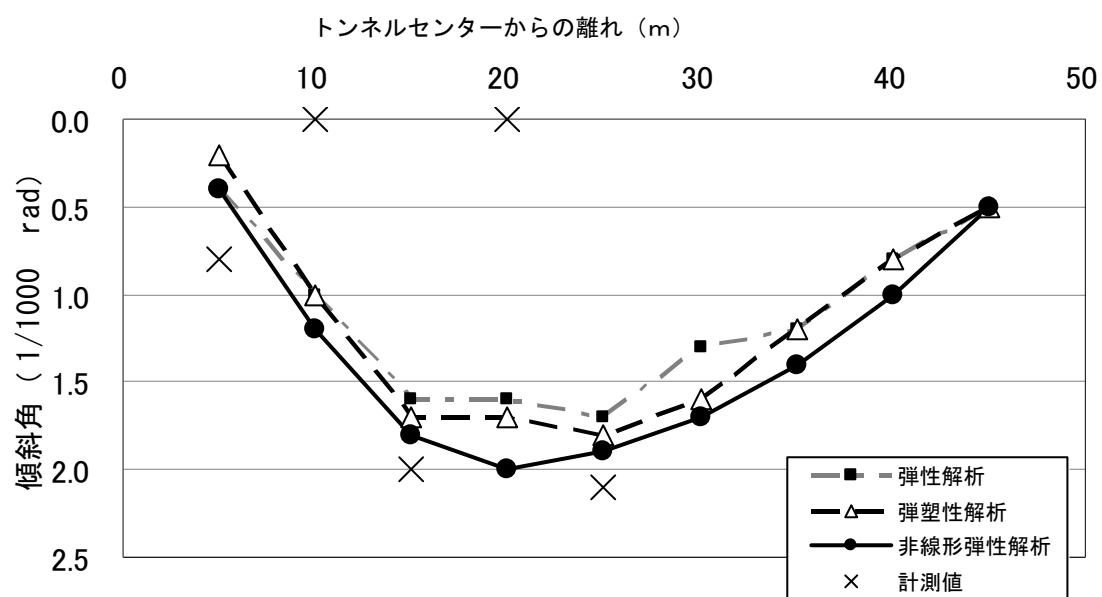


図 7-7 地表面傾斜角の比較

表 7-6 地表面傾斜角の比較

単位:1/1000rad.

トンネルセンターからの 離れ(m)	弾性解析	弾塑性解析	非線形弾性解析	計測値
5	0.4	0.2	0.4	0.8
10	1.0	1.0	1.2	—
15	1.6	1.7	1.8	2.0
20	1.6	1.7	2.0	—
25	1.7	1.8	1.9	2.1
30	1.3	1.6	1.7	—
35	1.2	1.2	1.4	—
40	0.8	0.8	1.0	—
45	0.5	0.5	0.5	—

表 7-7 解析ステップ毎の地山変位の比較

単位:mm

	解析ステップ	弾性解析	非線形弾性	弾塑性解析
地表面沈下	Step-2	34	35	34
	Step-3	65	74	68
	Step-5	76	92	80
	Step-7	77	94	80
天端沈下	Step-2	101	101	101
	Step-3	188	209	196
	Step-5	200	232	210
	Step-7	198	241	211
上半内空変位	Step-2	16	16	16
	Step-3	-20	-24	-22
	Step-5	48	64	48
	Step-7	54	68	54

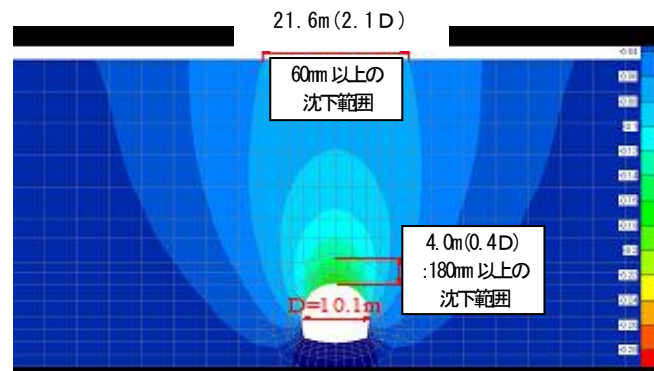


図 7-8 弾性解析による沈下分布図

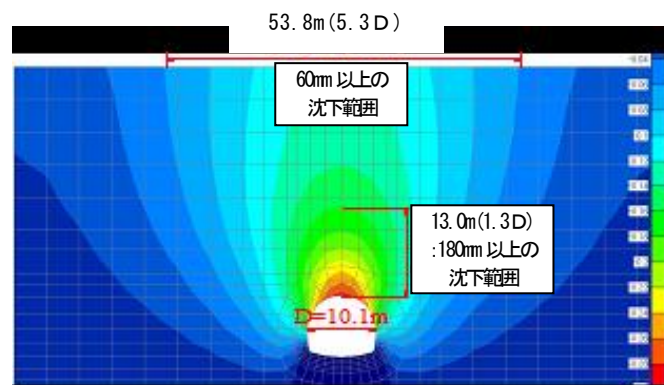


図 7-9 非線形弾性解析による沈下分布図

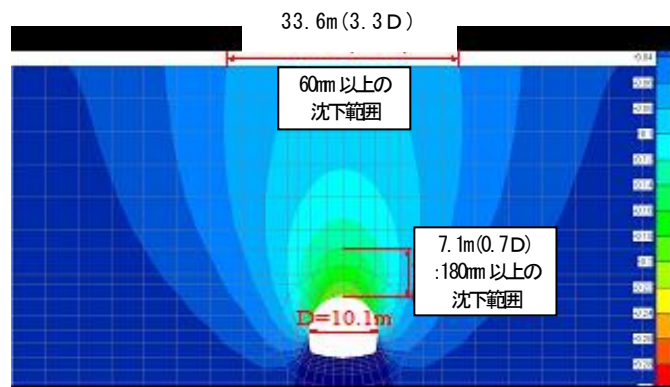


図 7-10 弾塑性解析による沈下分布図

図 7-8 から図 7-10 に示したトンネル周辺地山の沈下分布について、一例として、トンネル直上で 180mm 以上の沈下が生じる範囲を分析した。トンネルの掘削幅を D とした場合、非線形弾性解析で $1.3D$ 、弾塑性解析で $0.7D$ 、弾性解析で $0.4D$ となる。また、ひとつの目安として、60mm 以上の地表面沈下量が生じるトンネル直上での範囲は、非線形弾性解析で $5.3D$ 、弾塑性解析で $3.3D$ 、弾性解析で $2.1D$ となっている。非線形弾性解析による解析結果は広範囲に変位が及ぶことを表現しており、水平方向の変位が他施工事例と比較して、相対的に大きい当該地山に対し、地山変位の再現性が高くなる可能性がある。

トンネル断面の変位（天端沈下、水平内空変位）について計測データの計測開始時期（上半掘削時の変位を初期値とする）を考慮した解析結果と計測データを比較した結果が表 7-8 である。地表面沈下については、非線形弾性解析は他の手法に比べて未固結粘性土地山の挙動を再現できていると言える。しかし、第 4 章の図 4-5 に示したように、従来のトンネルと比較して、変位比率 λ が大きく、すなわち水平内空変位が大きいため、計測値と解析値には乖離が見られる。つまり、水平内空変位については、簡易な 2 次元 FEM 解析手法では十分に表現し得ないことが課題として示された。

表 7-8 トンネル断面の変位の比較

単位:mm

	弾性	非線形弾性	弾塑性	計測値
天端沈下	97	140	110	140
内空変位	38	52	38	81

(注) 上半掘削時を初期値とする。

横断方向の地表面沈下量は非線形弾性解析結果と最もよく一致すると共に、地表面の傾斜角も再現性が一番高い。市街地では家屋等の横断方向の傾斜角が問題となるため、沈下量の絶対値と共に傾斜角の分布の予測精度は重要である。弾性解析はより簡便な手法であるが、未固結粘性土地山に対して、地表面沈下量と共に地表面傾斜角を過小評価する可能性が高い。また、弾塑性解析も地表面沈下量、地表面傾斜角に関しては弾性解析と大差のない結果となっており当該地山への適合性が高いとは言えない。

以上より、都市 NATM の最重要課題である近接構造物への影響に最も影響がある地表面沈下予測には 2 次元 FEM 解析における簡易な非線形弾性解析が有効であるが、水平内空変位の予測には限界があることを明らかにした。

7.3.3. 直接ひずみ評価法を用いた逆解析による非線形弾性解析の適合性の検証

比較解析によって非線形弾性解析が当該地山の挙動分析に有効であることを示したが、ここでは類似断面でのトンネル横断方向の地表面沈下量、坑内変位量を対象とした逆解析を実施し、モデルの適合性の検証を行った。

本逆解析は、桜井ら¹³⁾が提案した逆定式化法に属する直接ひずみ評価法を用いた。このモデルの基本的な仮定は以下のとおりである。

施工管理におけるフィードバックが目的にあり、地山のモデルとしては簡単なものが望ましい。簡単なものとして、等質等方の線形な応力-ひずみ関係を仮定する。従って、逆解析する地山の材料定数は弾性係数とポアソン比となる。ただし、この仮定は複雑な非線形の応力-ひずみ関係の第一近似として導入するものであり、線形地山のみを対象にしようとしている訳ではない。すなわち、ここで定義する弾性係数は非線形な非弾性挙動も含めた等価な値として評価されるものである。

この仮定より、(順)解析にて示したように本研究対象地山は簡易な数値解析モデルにおいては、非線形弾性解析の地表面沈下に対する適合性が確認できたが、近似的に直線的な弾性挙動を前提に評価する。

具体的には地山変位の計測データより、逆解析により応力状態を計算し、地山の破壊近接度分布を用いて、地山の挙動を再現、分析することで未固結粘性土における各解析手法の適合性を検証及び考察した。

逆解析の結果、地山変形係数は11MPaが得られ、N値から式(7.1)より計算される変形係数27MPaに対し、40% ($11 \div 27 \times 100 \div 40\%$) となり、見かけ上の変形係数の低下が生じている。当該区間(N2)の平均的な初期側圧係数 K_0 は0.76に対し、逆解析より求められた側圧係数は0.89であり、掘削後、側圧が増加する傾向にあることが分かる。

逆解析によって得られた変形係数から式(7.1)でN値を逆算し、式(7.2)、式(7.3)から粘着力と内部摩擦角を設定して、地山の破壊近接度Rの分布を求めた。破壊近接度と破壊安全率Fは、図7-11より式(7.4)および式(7.5)によって与えられる。式(7.4)と式(7.5)の間には式(7.6)の関係がある。図7-12に地山の破壊近接度分布を示す。

$$R = \min(d1/D1, d2/D2) \quad (7.4)$$

$$F = \min\{D1/(D1-d1), D2/(D2-d2)\} \quad (7.5)$$

$$\begin{aligned} F &= 1.0/(1.0-d1/D1) \\ &= 1.0/(1.0-R) \end{aligned} \quad (7.6)$$

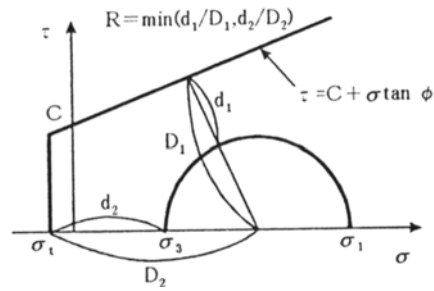
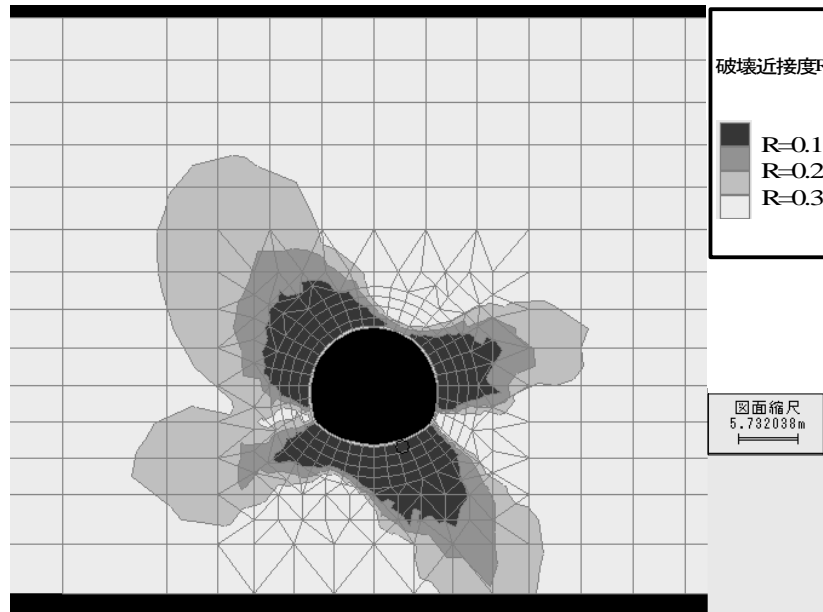


図 7-11 破壊包絡線と応力円



($R=0.1$ のとき $F=1.11$, $R=0.2$ のとき $F=1.25$, $R=0.3$ のとき $F=1.43$)

図 7-12 逆解析による地山の破壊安全率分布

非線形弾性解析において変形係数 D が線形から非線形に変化する破壊接近度 R の限界値を R_{EL} とし、その大きさは以下のように定義される。

$$R \leq R_{EL} \text{ のとき } R' = R/R_{EL} \quad (7.7)$$

$$R > R_{EL} \text{ のとき } R' = 1.0 \quad (7.8)$$

式 (7.7)、(7.8) となる指標 R' を設定すると弾性係数 D と指標 R' の関係は式 (7.9)
¹²⁾ ように定義される。

$$D/D_0 = R'^{1/n} + (1-R')^{1/n} D_f/D \quad (7.9)$$

D : 変形係数

D_0 : 初期の変形係数（地山が最も安定した状態）

D_f : 破壊時の変形係数

n : D の変化の仕方の経路（形状）を表すパラメータ
（以下「形状パラメータ」または「非線形パラメータ」）

式 (7.9) から D と R の関係は図 7-13 のように表わすことができる。

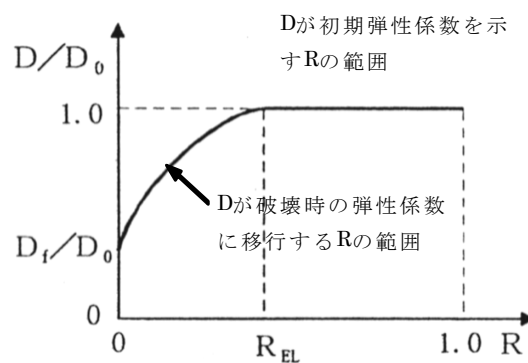


図 7-13 変形係数 D と破壊接近度 R との関係

また、破壊安全率 F と破壊接近度 R は図 7-11 より $R=d1/D1$ であることから、 F と R の関係は式 (7.10) または式 (7.11) のように表される。図 7-14 に F と R の関係を示した。

$$F = 1.0 / (1.0 - d1/D1) = 1.0 / (1.0 - R) \quad (7.10)$$

または

$$R = (F - 1.0) / F \quad (7.11)$$

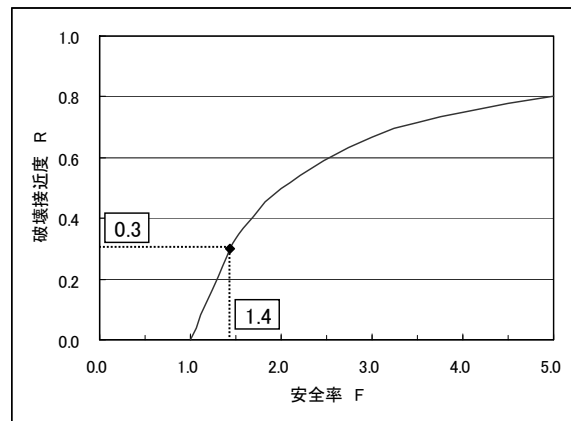


図 7-13 安全率 F と破壊接近度 R との関係

7.3.4. 非線形パラメータの検証

非線形弾性解析モデルは応力の増加に対応し、変形係数が徐々に低下するモデルであるが、非線形の表現方法としては「破壊接近度による方法」、「Duncan・Chang の双曲線モデル」などがある。本研究で用いた方法は前者の破壊接近度による非線形モデルである。非線形パラメータ n は変形係数 D の変化の仕方の経路（形状）を表すパラメータであり、「形状パラメータ」とも呼ばれ、弾性係数を低下させていく上で重要なパラメータである。そこで線形限界 R_{EL} および非線形パラメータ n を変化させて、応力-ひずみ曲線を求め、当該地山に対する非線形パラメータの適合性の検証と解析結果に対する影響を分析した。

(1) 線形限界 R_{EL}

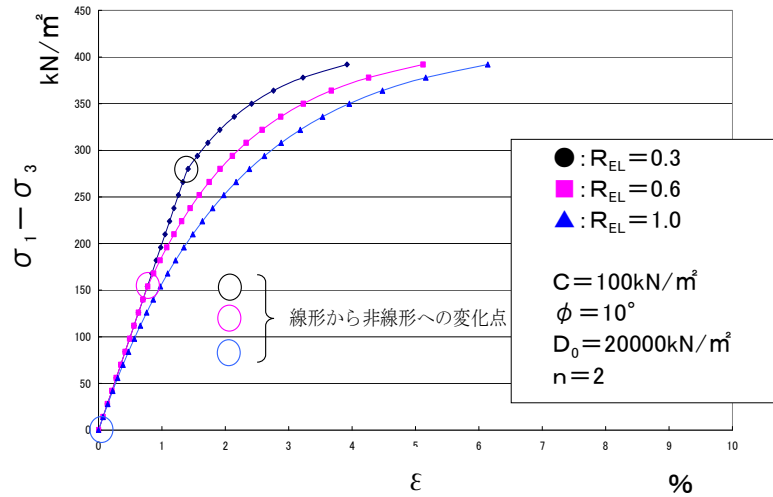
線形限界 R_{EL} のパラメータは「NATM 設計施工指針」¹²⁾ が過去の施工実績より設定している表 7-9 について検証することとした。

表 7-9 線形限界パラメータ R_{EL}

地質区分	土砂	軟岩～ 中硬岩	硬岩
線形限界 R_{EL}	1.0	0.3	0.2

次の 2 ケースについて、線形限界 R_{EL} をパラメータとする応力-ひずみ曲線の算定し、検証した。図 7-14 と図 7-15 に各ケースの応力-ひずみ図を示す。

- CASE-A : 粘性土, $C=0.1\text{Mpa}$, $\phi = 10$ 度,
 拘束圧 $\sigma_3=0.4\text{Mpa}$, 非線形パラメータ $n=2$
- CASE-B : 砂質土, $C=0.01\text{Mpa}$, $\phi = 30$ 度,
 拘束圧 $\sigma_3=0.4\text{Mpa}$, 非線形パラメータ $n=2$

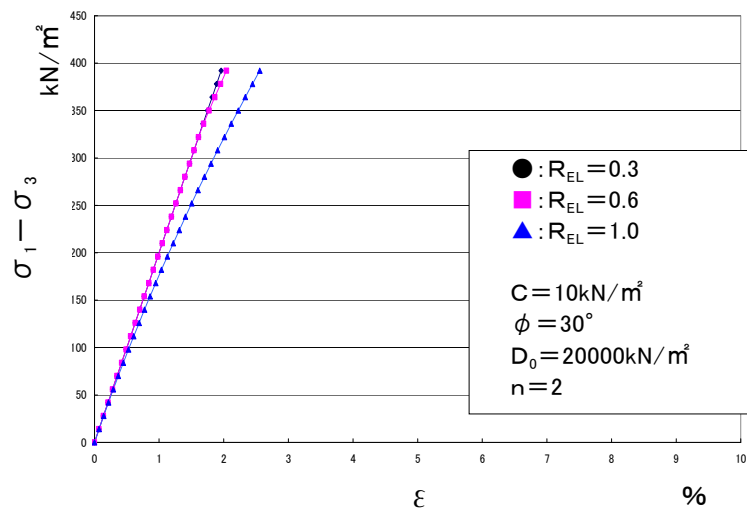


σ_1 : 軸応力 (kN/m^2)

σ_3 : 拘束圧 (kN/m^2)

ε : 軸ひずみ (%)

図 7-14 CASE-A 粘性土



σ_1 : 軸応力 (kN/m^2)

σ_3 : 拘束圧 (kN/m^2)

ε : 軸ひずみ (%)

図 7-15 CASE-B 砂質土

粘性土の場合、線形限界 R_{EL} の設定値によって曲線形状が異なり、 R_{EL} が 1 に近づくほど弾性係数の非線形性が小さい応力レベルから生じ、ひずみ量が大きくなる。一方、砂質土の場合は R_{EL} の設定値に大きな影響を受けず、ほぼ線形弾性の形状を示すことが分かる。

(2) 非線形パラメータ n

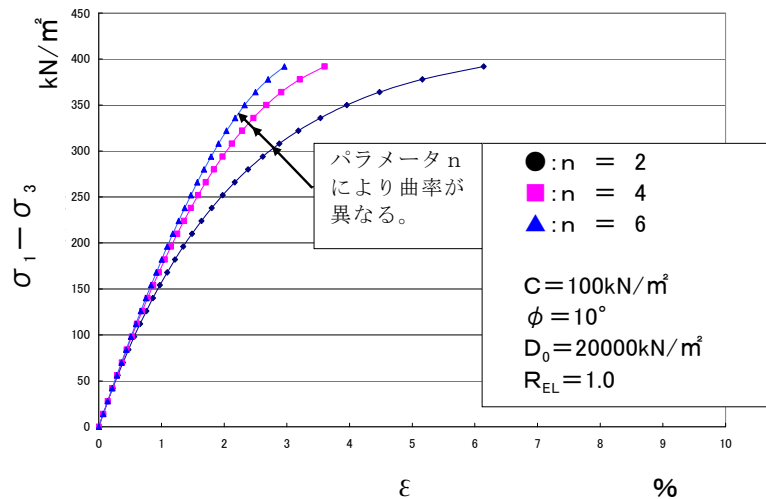
破壊接近度の非線形パラメータ n は「NATM 設計施工指針」¹²⁾が過去の施工実績より設定している表 7-10 の値を用いた。

表 7-10 非線形パラメータ n

地質区分	土砂	軟岩～ 中硬岩	硬岩
線形パラメータ n	2	4	6

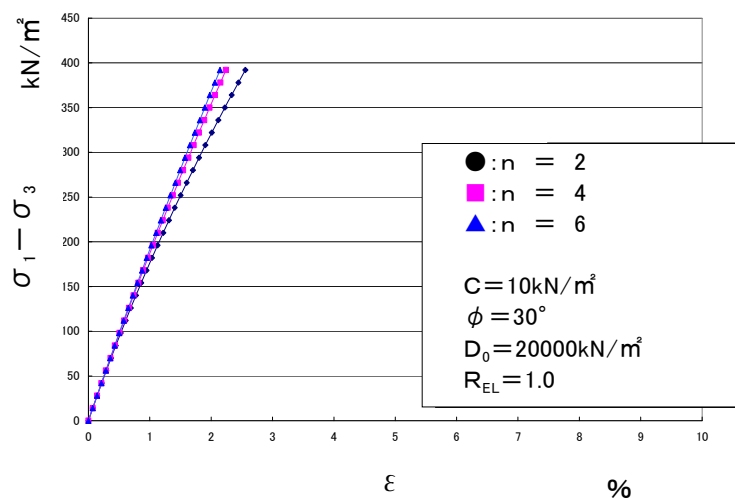
次の 2 ケースについて、非線形パラメータ n をパラメータとする応力－ひずみ曲線の算定し、検証した。図 7-16 と図 7-17 に各ケースの応力－ひずみ図を示す。

- CASE-C : 粘性土, $C=0.1\text{Mpa}$, $\phi = 10$ 度,
 拘束圧 $\sigma_3=0.4\text{Mpa}$, 線形限界 $R_{EL}=1$
- CASE-D : 砂質土, $C=0.01\text{Mpa}$, $\phi = 30$ 度,
 拘束圧 $\sigma_3=0.4\text{Mpa}$, 線形限界 $R_{EL}=1$



σ_1 : 軸応力 (kN/m²)
 σ_3 : 拘束圧 (kN/m²)
 ε : 軸ひずみ (%)

図 7-16 CASE-C 粘性土



σ_1 : 軸応力 (kN/m²)
 σ_3 : 拘束圧 (kN/m²)
 ε : 軸ひずみ (%)

図 7-17 CASE-D 砂質土

粘性土の場合、非線形パラメータの設定値によって、曲線形状が異なり、特に地質区分が土砂の設定値 $n=2$ の場合は、低い応力レベルでも急激にひずみが増大する。一方で砂質土の場合は非線形パラメータ n の影響を受けず、ほぼ線形弾性の形状を示すことが分かる。

以上のことから、粘性土における非線形的な応答は地質区分が軟岩から土砂に移行するに従い大きなものとなり、未固結粘性土地山におけるトンネル掘削時の挙動を評価するに当たっての非線形弾性解析の有効性が検証できたと考えられる。

7.3.5. 未固結粘性土地山における非線形弾性解析の適合性の検証結果

非線形パラメータの分析の結果、「NATM 設計施工指針」¹²⁾が過去の施工実績より設定している未固結粘性土地山の弾性限界値 $R_{EL}=0.3$ と仮定すると図 7-12 より、トンネル周辺の広範囲にわたって地山は弾性限界に達していることになる。見かけ上の変形係数が低下し、弾性限界を超える応力領域が存在することから、地山が完全な弾性状態を保つと見なす弾性解析では、当該地山の挙動を正確には把握できないと考えられる。

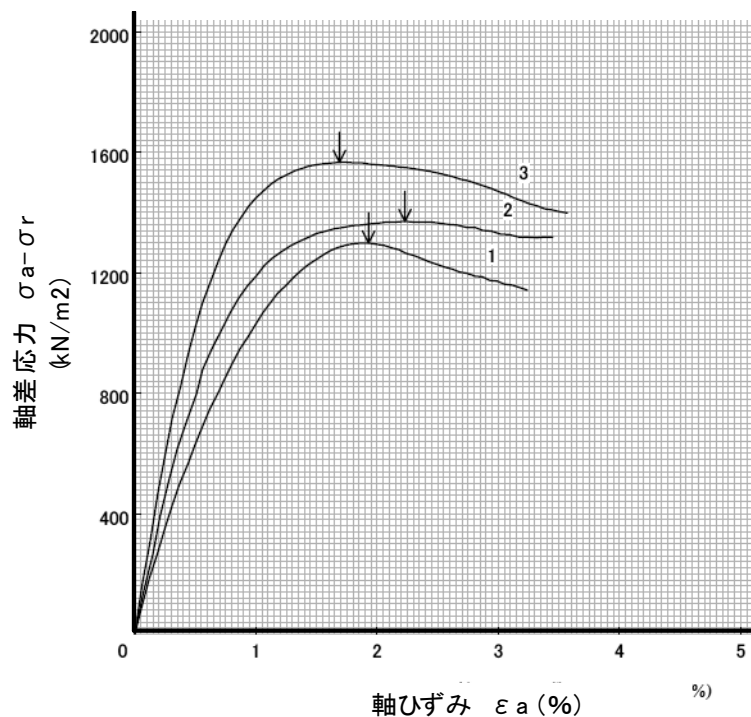
一方、弾塑性解析では、応力集中を生じる掘削断面周辺地山の塑性化を再現できるものの、非線形弾性解析のように広範囲にわたる弾性係数の低下といった非線形性を評価し得ない解析上の特徴があるため、未固結粘性土地山の挙動を十分には評価し得ないことが想定される。

従って簡易な手法の中では非線形弾性解析によってのみ変形係数の低下領域の広がりを地山挙動の特性として評価可能であることが裏付けられたと考えられる。なお、非線形弾性解析で破壊状態となった地山の変形係数は初期値の $1/10$ になるものと想定しているが、逆解析結果の変形係数が想定値の 40% 程度になっているのは、局所的な破壊と破壊に至る領域が地山の全てに及んでいるわけではなく、逆解析ではそれらを平均的に扱うことに起因すると考えられる。なお、破壊近接度の分布形状が左右対称でないのは、地質状況（図 7-3）が主要因と考えられ、その他に地表面沈下や坑内の沈下データの偏りなどに起因するものである。

非線形弾性解析の当該粘性土地山への適用に当たって、適切な弾性限界 R_{EL} および形状パラメータ n の設定が重要であり、前述の検証解析では表 7-7、表 7-8 で示した $R_{EL}=0.3$ 、 $n=4$ を採用した。これらは対象とする粘性土が過圧密されており、供試体による当該地山の一軸圧縮試験の結果から、その応力-ひずみ関係が図 7-18 に示すように軟岩に類したひずみ軟化を生じており、第四紀未固結粘性土では、その力学的挙動が土砂よりも軟岩に近いものであると考えられる。非線形パラメータの値の適合性についても、

試験結果より裏付けることができたと考えられる。

都市 NATM で重要な近接構造物への影響に最も影響がある地表面沈下予測には 2 次元 FEM 解析における簡易な非線形弾性解析モデルが有効であるが、水平内空変位の予測には限界があることが明らかとなった。トンネル構造物としての健全性を考慮すれば、水平内空変位を予測することは重要と言え、実施工上は、水平内空変位の計測による管理が必要である。また、水平内空変位の数値解析による分析、予測については、簡易なモデルとは別に、モデルの検討が必要である。



σ_a : 軸応力 (kN/m^2)

σ_r : 拘束圧 (kN/m^2)

ε_a : 軸ひずみ (%)

(注 1) 番号は供試体番号

(注 2) ↓は降伏点を表わす。

図 7-18 応力-ひずみ曲線

7.4. 非線形弾性解析による補助工法の選定

都市 NATM では地表面沈下抑制のための適切な補助工法や支保構造の選定が重要な課題である。特に低強度で変形性の大きな第四紀更新世以降の未固結粘性土では地山の変形や沈下が大きくなるため、補助工法を適切に評価し、選定することが非常に重要であ

る。そのため、数値解析モデルを用いて補助工法を評価し、選定することは非常に合理的であると言える。しかし、実際に数値解析モデルを用いて補助工法をモデル化するに当たり、以下の問題点を有している。

- (1) 複数の補助工法から有効な補助工法を選定し、モデル化できていない。
- (2) 全ての補助工法をモデル化することが困難である。また、モデル化自体が困難である。
- (3) 多数の補助工法の相互作用により、補助工法の有効性が明確ではなく、にすることが困難になる。

以上の点を考慮し、施工途上において実際の現場管理に簡易に活用できることを前提として、補助工法の施工実績を多変量解析により分析し、当該地山の地表面沈下抑制効果に優れた補助工法を選定した。この分析を基に非線形弾性解析における補助工法のモデル化と評価を行い、都市 NATM での実用的な解析モデルを確立する。

7.4.1. 施工実績に基づく補助工法の評価¹⁴⁾

当該地山において試行、採用した支保構造や補助工法を対象に地表面沈下量を目的変数とし、各工法を説明変数とした多変量解析を行い、地表面沈下の抑止に有効な補助工法の絞り込みを行った。統計解析手法のひとつの手法である多変量解析は地山挙動そのものを力学的に評価するものではないが、複数断面のサンプルデータを統計的に同時に扱うことで、未固結粘性土地山の平均的な地質条件における各工法の沈下抑制効果を相対的に評価することができる。これによって一般化された有効な補助工法を抽出することが可能と考えられる。

多変量解析を行った説明変数は以下のものとした（表 7-11）。

- ① 支保構造としては鋼製支保工の寸法仕様（H-150 と H-200）を選定した。
- ② 先受け工として、プレライニング（モルタル製のシェルを予め天端アーチ部の地山に築造：所謂「PASS」）、AGF（長尺鋼管先受け工法）を設定。
- ③ 上半仮閉合（上半盤への吹付けコンクリート施工による上半断面の閉合）
- ④ インバート吹付け閉合（インバートコンクリート打設前に H 鋼のストラットと吹付けコンクリートによるインバート閉合を実施）
- ⑤ フットパイル（上半脚部に鋼管を打設）
- ⑥ 側壁先行改良（掘削に先立ち上半および下半側壁部の地山に補強注入の実施）
- ⑦ 鏡補強ボルト

表 7-11 説明変数（補助工法）

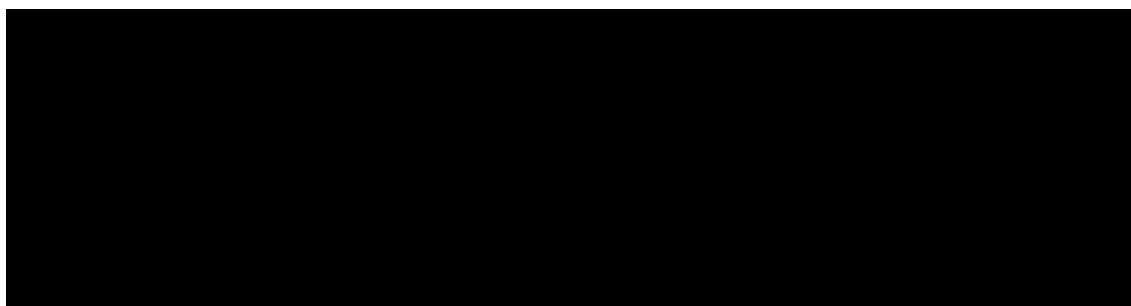
	項目	種別	摘要
支保規模	鋼製支保工(H鋼)	連続量	支保工桁高 15cm(H150), 20cm(H200)
先受け工	コンクリート製プレライニング(PASS)	連続量	0m(なし), 3m(あり)
	AGF	連続量	打設長:0m(なし), 12.5m, 15.5m
仮閉合	上半仮閉合	連続量	吹付閉合厚さ:15cm, 30cm
	ストラット閉合(中水管抱込み方式)	連続量	閉合タイ:0m(通常タイ?), 20cm(ストラット中央集水管抱込)
脚部補強	フットハイル	連続量	0本(なし), 2本or4本(フットハイルあり)
側壁補強	先行改良	連続量	ホルト本数:0本(改良無), 16本(改良), 18本(改良+上半鋼管補強)
鏡補強	鏡補強ホルト	連続量	6m(6mファイバーホルト), 12.5m(AGF長尺鏡補強)

（１） 補助工法の相互作用に関する分析（相関分析）

各変数の相関関係を分析した結果を表 7-12 に示す。各変数間には共線性が見られるものがあり、補助工法が単独ではなく相互に依存しながら効果を発揮することが定量的に示すことができた。

一方で、共線性の存在により、各補助工法を全て解析モデルに取り込むことは、補助工法の効果を単独に評価することができなくなり、過大な工法の選択になる可能性があり、最適な補助工法を選択できない可能性も有している。合理的な補助工法を選択するには、各補助工法が持つ沈下抑制能力と他の補助工法との関係を明確にしておくことが重要である。その点で相関分析は、モデル化を容易にするだけでなく、合理的な補助工法選択に有効と言える。

表 7-12 補助工法等の相関係数



（注）網掛部は相関係数が 0.5 以上。

（２） 多変量解析による補助工法の評価

表 7-13 に多変量解析結果を、また、図 7-19 には多変量解析（回帰分析）による予測値と計測値の比較を示す。表 7-14 に多変量解析で得られた回帰式により想定される各補助工法等の地表面沈下抑制量を示す。各補助工法共に同程度の地表面沈下抑制効果が

あることが確認できる。特に X(5) のインバート吹付け閉合 (X(5)=20 cm ; インバート吹付け厚) 、X(3) の AGF による先受工 (X(3)=12.5m ; 鋼管長さ) 、X(7) の側壁先行改良 (X(7)=18 本 ; 改良ボルトの本数) の効果が高いことが示された。地表面沈下を効果的に抑制する工法としてこれらを選定し、数値解析モデルでの取り扱いを確立することが合理的であると考えられる。

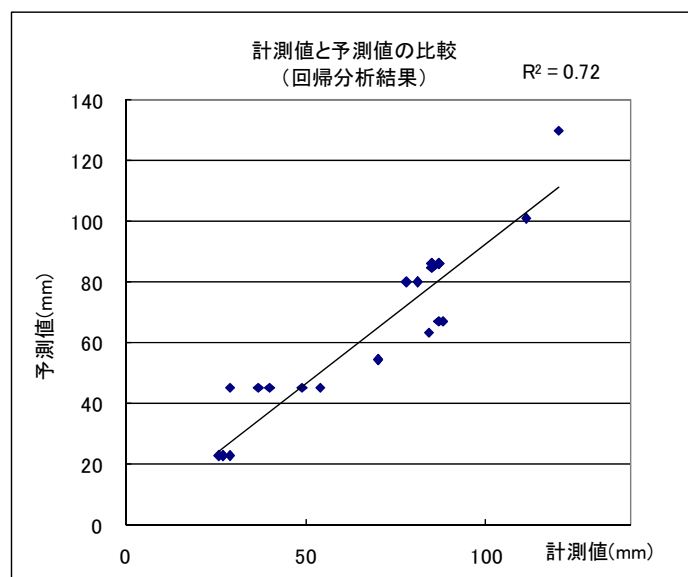


図 7-19 多変量解析（回帰分析）による予測値と計測値の比較

表 7-13 多変量解析結果

No	変数名	回帰係数	偏相関係数	F値	t値
X(1)	鋼製支保工	-3.0	-0.15	0.54	0.73
X(2)	プレイング	-8.3	-0.11	0.32	0.56
X(3)	AGF	-3.0	-0.18	0.78	0.88
X(4)	上半仮閉合	-0.33	-0.06	0.089	0.30
X(5)	インバート吹付け閉合	-2.3	-0.37	3.8	1.9
X(6)	フットパイル	-11	-0.46	6.5	2.5
X(7)	側壁先行改良	-1.8	-0.23	1.3	1.2
X(8)	鏡補強ボルト	-1.4	-0.17	0.72	0.85
定数	-	260	-	-	-

重相関係数: 0.85

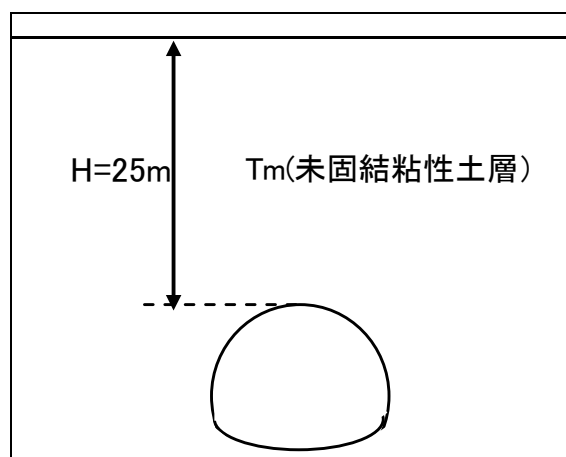
寄与率: 0.72

サンプル数: 33

the 1990s, the number of people in the United States who are 65 years of age or older has increased by 50 percent, and the number of people 75 years of age or older has increased by 100 percent. The number of people 85 years of age or older has increased by 200 percent. The number of people 90 years of age or older has increased by 400 percent. The number of people 95 years of age or older has increased by 800 percent. The number of people 100 years of age or older has increased by 1,600 percent. The number of people 105 years of age or older has increased by 3,200 percent. The number of people 110 years of age or older has increased by 6,400 percent. The number of people 115 years of age or older has increased by 12,800 percent. The number of people 120 years of age or older has increased by 25,600 percent. The number of people 125 years of age or older has increased by 51,200 percent. The number of people 130 years of age or older has increased by 102,400 percent. The number of people 135 years of age or older has increased by 204,800 percent. The number of people 140 years of age or older has increased by 409,600 percent. The number of people 145 years of age or older has increased by 819,200 percent. The number of people 150 years of age or older has increased by 1,638,400 percent. The number of people 155 years of age or older has increased by 3,276,800 percent. The number of people 160 years of age or older has increased by 6,553,600 percent. The number of people 165 years of age or older has increased by 13,107,200 percent. The number of people 170 years of age or older has increased by 26,214,400 percent. The number of people 175 years of age or older has increased by 52,428,800 percent. The number of people 180 years of age or older has increased by 104,857,600 percent. The number of people 185 years of age or older has increased by 209,715,200 percent. The number of people 190 years of age or older has increased by 419,430,400 percent. The number of people 195 years of age or older has increased by 838,860,800 percent. The number of people 200 years of age or older has increased by 1,677,721,600 percent. The number of people 205 years of age or older has increased by 3,355,443,200 percent. The number of people 210 years of age or older has increased by 6,710,886,400 percent. The number of people 215 years of age or older has increased by 13,421,772,800 percent. The number of people 220 years of age or older has increased by 26,843,545,600 percent. The number of people 225 years of age or older has increased by 53,687,091,200 percent. The number of people 230 years of age or older has increased by 107,374,182,400 percent. The number of people 235 years of age or older has increased by 214,748,364,800 percent. The number of people 240 years of age or older has increased by 429,496,729,600 percent. The number of people 245 years of age or older has increased by 858,993,459,200 percent. The number of people 250 years of age or older has increased by 1,717,986,918,400 percent. The number of people 255 years of age or older has increased by 3,435,973,836,800 percent. The number of people 260 years of age or older has increased by 6,871,947,673,600 percent. The number of people 265 years of age or older has increased by 13,743,895,347,200 percent. The number of people 270 years of age or older has increased by 27,487,790,694,400 percent. The number of people 275 years of age or older has increased by 54,975,581,388,800 percent. The number of people 280 years of age or older has increased by 109,951,162,777,600 percent. The number of people 285 years of age or older has increased by 219,902,325,555,200 percent. The number of people 290 years of age or older has increased by 439,804,651,110,400 percent. The number of people 295 years of age or older has increased by 879,609,302,220,800 percent. The number of people 300 years of age or older has increased by 1,759,218,604,441,600 percent. The number of people 305 years of age or older has increased by 3,518,437,208,883,200 percent. The number of people 310 years of age or older has increased by 7,036,874,417,766,400 percent. The number of people 315 years of age or older has increased by 14,073,748,835,532,800 percent. The number of people 320 years of age or older has increased by 28,147,497,671,065,600 percent. The number of people 325 years of age or older has increased by 56,294,995,342,131,200 percent. The number of people 330 years of age or older has increased by 112,589,990,684,262,400 percent. The number of people 335 years of age or older has increased by 225,179,981,368,524,800 percent. The number of people 340 years of age or older has increased by 450,359,962,737,049,600 percent. The number of people 345 years of age or older has increased by 900,719,925,474,099,200 percent. The number of people 350 years of age or older has increased by 1,801,439,850,948,198,400 percent. The number of people 355 years of age or older has increased by 3,602,879,701,896,396,800 percent. The number of people 360 years of age or older has increased by 7,205,759,403,792,793,600 percent. The number of people 365 years of age or older has increased by 14,411,518,807,585,587,200 percent. The number of people 370 years of age or older has increased by 28,823,037,615,171,174,400 percent. The number of people 375 years of age or older has increased by 57,646,075,230,342,348,800 percent. The number of people 380 years of age or older has increased by 115,292,150,460,684,697,600 percent. The number of people 385 years of age or older has increased by 230,584,300,921,369,395,200 percent. The number of people 390 years of age or older has increased by 461,168,601,842,738,790,400 percent. The number of people 395 years of age or older has increased by 922,337,203,685,477,580,800 percent. The number of people 400 years of age or older has increased by 1,844,674,407,370,955,161,600 percent. The number of people 405 years of age or older has increased by 3,689,348,814,741,910,323,200 percent. The number of people 410 years of age or older has increased by 7,378,697,629,483,820,646,400 percent. The number of people 415 years of age or older has increased by 14,757,395,258,967,641,292,800 percent. The number of people 420 years of age or older has increased by 29,514,790,517,935,282,585,600 percent. The number of people 425 years of age or older has increased by 59,029,581,035,870,565,171,200 percent. The number of people 430 years of age or older has increased by 118,059,162,071,741,130,342,400 percent. The number of people 435 years of age or older has increased by 236,118,324,143,482,260,684,800 percent. The number of people 440 years of age or older has increased by 472,236,648,286,964,521,369,600 percent. The number of people 445 years of age or older has increased by 944,473,296,573,929,042,739,200 percent. The number of people 450 years of age or older has increased by 1,888,946,593,147,858,085,478,400 percent. The number of people 455 years of age or older has increased by 3,777,893,186,295,716,170,956,800 percent. The number of people 460 years of age or older has increased by 7,555,786,372,591,432,341,913,600 percent. The number of people 465 years of age or older has increased by 15,111,572,745,182,864,683,827,200 percent. The number of people 470 years of age or older has increased by 30,223,145,490,365,729,367,654,400 percent. The number of people 475 years of age or older has increased by 60,446,290,980,731,458,735,308,800 percent. The number of people 480 years of age or older has increased by 120,892,581,961,462,917,470,617,600 percent. The number of people 485 years of age or older has increased by 241,785,163,922,925,834,941,235,200 percent. The number of people 490 years of age or older has increased by 483,570,327,845,851,669,882,470,400 percent. The number of people 495 years of age or older has increased by 967,140,655,691,703,339,764,940,800 percent. The number of people 500 years of age or older has increased by 1,934,281,311,383,406,679,529,881,600 percent. The number of people 505 years of age or older has increased by 3,868,562,622,766,813,359,059,763,200 percent. The number of people 510 years of age or older has increased by 7,737,125,245,533,626,718,119,526,400 percent. The number of people 515 years of age or older has increased by 15,474,250,491,067,253,436,239,052,800 percent. The number of people 520 years of age or older has increased by 30,948,500,982,134,506,872,478,105,600 percent. The number of people 525 years of age or older has increased by 61,897,001,964,269,013,744,956,211,200 percent. The number of people 530 years of age or older has increased by 123,794,003,928,538,027,489,912,422,400 percent. The number of people 535 years of age or older has increased by 247,588,007,857,076,054,979,824,844,800 percent. The number of people 540 years of age or older has increased by 495,176,015,714,152,109,959,649,689,600 percent. The number of people 545 years of age or older has increased by 990,352,031,428,304,219,919,299,379,200 percent. The number of people 550 years of age or older has increased by 1,980,704,062,856,608,439,838,598,758,400 percent. The number of people 555 years of age or older has increased by 3,961,408,125,713,216,879,677,197,516,800 percent. The number of people 560 years of age or older has increased by 7,922,816,251,426,433,759,354,395,033,600 percent. The number of people 565 years of age or older has increased by 15,845,632,502,852,867,518,708,790,067,200 percent. The number of people 570

未固結粘性土地山 1m において、代表的な断面位置（図 7-20）で非線形弾性解析を実施し、当該地山の変位挙動を検証する共に、地表面沈下抑制に有効と考えられる補助工法の合理的な解析上の取り扱いを確立（モデル化）する。

検討断面は N 値 30、土被り高さ 25m である。せん断ひずみ分布や地山変位量などの相違から当該地山の変形性を分析し、地表面沈下抑止に有効な補助工法のモデル化を検討した。表 7-15、表 7-16、表 7-17 に解析モデルの地質条件と解析定数を示す。



- 117 -

表 7-15 地山物性値

N値 (平均値)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	初期変形係数 D_0 (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 C (MPa)	初期ポアソン比 ν_0
30	19	30	24	0.16	0.35

表 7-16 非線形解析モデルにおける解析定数

弾性限界 R_{EL}	非線形 パラメータ n	破壊時変形 係数 D_f	破壊時ポアソ ン比 ν_f	引張強度 σ_t
0.3	4	$D_f = 0.1 \times D_0$ (kN/m ²)	$\nu_f = 0.45$	$\sigma_t = 0.2 \times C$ (kN/m ²)

表 7-17 トンネル構造体の材料の物性値

名 称	仕 様	単位体積重量	弾性係数	断面積	断面二次モーメント	材端条件
		γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	A (m ²)	I (m ⁴)	
吹付けコンクリート	t=200mm	23	3.4×10^8	2.0×10^{-1}	6.7×10^{-4}	ピン結合
鋼製支保工	H-150mm	77	2.0×10^8	4.0×10^{-3}	1.6×10^{-5}	剛結合
合成部材	吹付 + 支保工	23	7.6×10^8	2.0×10^{-1}	7.5×10^{-4}	剛結合
ロックボルト	$\phi 22$ mm	77	2.0×10^8	3.9×10^{-4}	1.0×10^{-8}	梁結合

(2) 補助工法のモデル化

対象とする補助工法は、前節の分析結果よりインバート吹付け閉合、AGF、側壁先行改良とし、これらを含めた施工パターンを図 7-21 に示す。

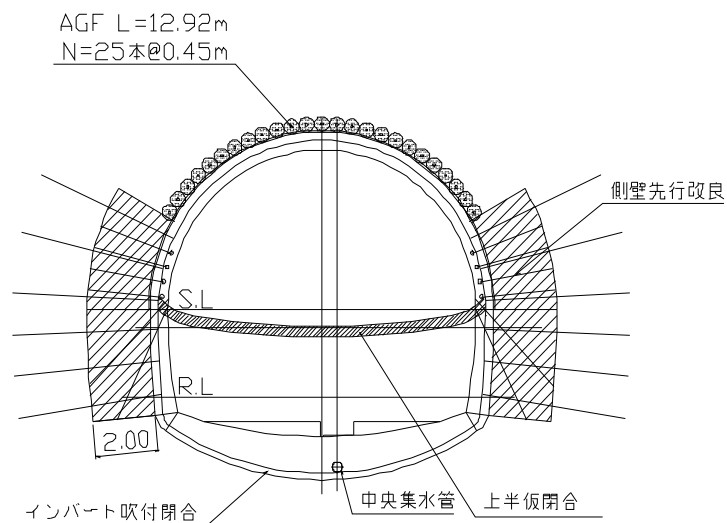


図 7-21 主要補助工法と支保構造のモデル図

1) インバート吹付け閉合

吹付けコンクリートによるインバート吹付け閉合を実施するために、支保構造としてのインバートの形状は標準パターンの曲線半径約 15m を 8.5m 程度に縮径してトンネル断面を円形に近いものとし、その安定性を向上させている。施工は延長 5m の下半施工に引き続き延長 5m のインバート掘削を実施し、補強のための H 鋼によるストラットを架設した後、吹付けコンクリートによってインバートを閉合する。当工法の従来の解析は、下半施工とインバート施工を順次解析し、その効果を評価するものであった。しかし、本工法を早期閉合を目的として行ったため、施工に時間差が殆どなく 5m 程度の短いスパンを連続して施工する状態を再現するために上半施工段階の解析後に下半とインバートを同時に掘削し、その後下半支保部材および吹付けインバート等を設置する手順とした。これによってインバートの早期閉合効果を解析的に取り扱うことを可能とした。

2) AGF（長尺鋼管先受け工法）

AGF はジオフロンテ協会による慣用的な方法¹⁵⁾によることとし、先受け鋼管が配置される地山領域の変形係数が向上するものとしてモデル化した。その変形係数は鋼管の弾性係数と地山の変形係数を用いて式 (7.11)により算定した。

$$E = \{A1 \cdot E1 \cdot (2L1 + L2) / (L1 + L2) + A2 \cdot E2\} / A \quad (7.11)$$

E : 改良体の等価剛性（弾性係数）（MPa）

A1 : AGF 鋼管の打設断面積（120° 打設範囲、φ 45 cm 25 本）（m²）

E1 : AGF 鋼管の弾性係数（MPa）

L1 : ラップ部の長さ（m）

L2 : 単独部の長さ（m）

A2 : 地山部の改良断面（m²）

E2 : 地山改良体の弾性係数（MPa）

A : 改良体の面積（A = A1 + A2）（m²）

当ケースでは A1=0.051m、E1=200,000MPa(鋼管)、L1=3.5m、L2=5.5m、A2=11.7 m²(改良体の掘削面からの仰角を鋼管打設角度 4° を仮定して 0.98m とした)、E2=30MPa(地山)より E=1,233MPa とした。

3) 側壁先行改良

側壁先行改良は上半部では 6m の鋼管 (50A) を切羽斜め前方に打設して、幅 2m を対象にシリカレジンを注入し、下半部では上半盤より 4m のグラスファーマー製の中空ボルトを用いて幅 2m に注入を行うものである。図 7-22、図 7-23、図 7-24 に側壁先行改良工の施工概念図を示す。

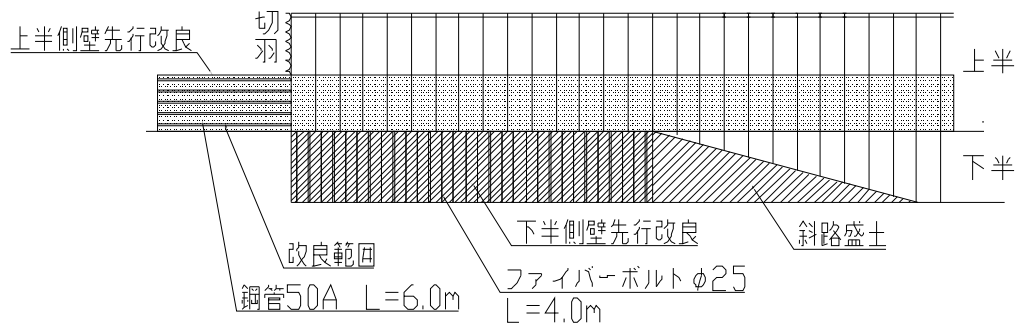


図 7-22 側壁先行改良工（縦断面図）

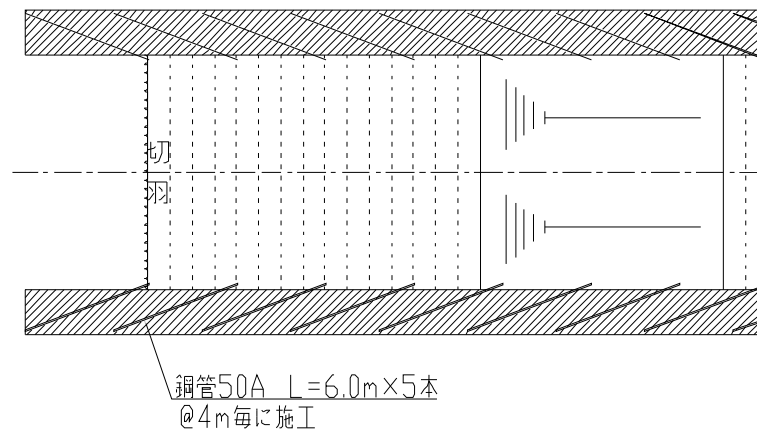


図 7-23 側壁先行改良工平面図（上半部）

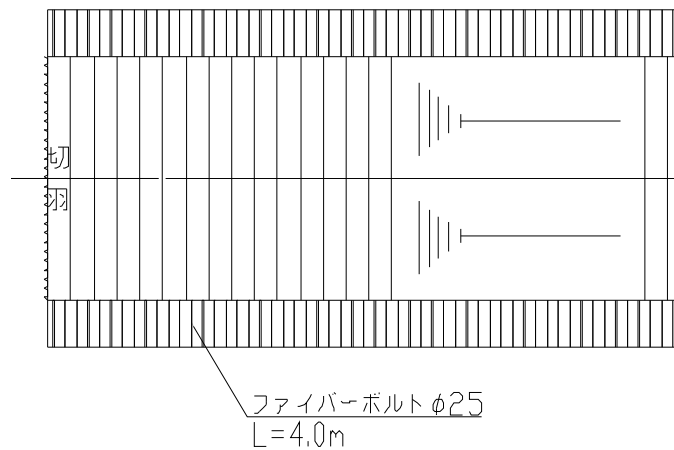


図 7-24 側壁先行改良工平面図（下半部）

地山改良効果は原地山とシリカレジン注入体の体積比率で地山の平均的な粘着力が向上し、それと比例して変形係数も向上すると仮定した。そのモデル化¹⁶⁾について以下に示す。

$$Ca = \{Vs \cdot Cs + (Vo - Vs) \cdot Co\} / Vo \quad (7.12)$$

$$Ea = Eo \cdot Ca / Co \quad (7.13)$$

- Ca : 改良後の粘着力 (MPa)
- Vs : シリカレジンの注入後体積 (m³)
- Cs : シリカレジンの粘着力 (MPa)
- Vo : 改良地山の体積 (m³)
- Co : 原地山の粘着力 (MPa)
- Ea : 改良地山の変形係数 (kN/m²)
- Eo : 原地山の変形係数 (MPa)

当ケースでは図 7-21 に示す地山改良体積 Vo=12.33 m³を対象として先行改良を行った。実績に基づくシリカレジンの注入量 320kg に対して、発泡倍率 4 倍、密度 1.34t/m³ から、Vs=0.96m³ となる。シリカレジンの粘着力 1.3MPa (圧縮強度 1.5MPa の 1/2)、地山における粘着力 Co=0.16MPa と変形係数 Eo=30MPa から Ca=0.24MPa、Ea=46MPa となる。

当工法は実施に先立って坑内切羽位置での孔内水平載荷試験を実施し、改良前後の地山変形係数等の変化を試験した。注入量は上半側壁片側 160kg で注入前の地山変形係数が平均 20.5MPa であったものが、注入後 42.5MPa と約 2 倍に改善される結果となり、一定の改善効果が得られることを確認¹⁶⁾することができた。

（３） 側壁先行改良の検証・評価

当該地山は掘削に伴い側壁部の亀裂破壊が一部進行し、この破壊が地山全体への劣化へと波及し、そして、トンネル周辺の全体の地山の変形係数が低下していくと想定される。そこで新たな補助工法として地山の変形係数が低下する前に、特にその契機となる上半下半の側壁部について、切羽が到達する前に地山強度を上げてしまうことが重要であると仮定し、側壁先行改良を施工することとした。

１） 数値解析による効果の評価

側壁先行改良の効果を検証するため、掘削前に先方に向かって注入式ロックボルトなどを用いて先行改良を行った場合と、掘削後坑内から注入式ロックボルトにより後追いで改良する場合について数値解析を行った（表 7-18）。

地表面沈下を比較すると先行改良した場合、地表面沈下量を抑制でき、側壁先行改良の有効性を確認することができる。

表 7-18 側壁先行改良の効果（解析結果）

	天端沈下量 (mm)	地表面沈下量 (mm)
改良なし	173	86
掘削後側壁改良	154	84
側壁先行改良	138	75

２） 側壁先行改良の効果確認

非線形弾性解析により側壁先行改良の有効性が確認されたが、側壁先行改良を実施した場合と、実施しなかった場合での実際の計測結果について検証する。

検証は住宅密集地手前 133 k m000m 地点において、地表面沈下横断分布の予測を非線形弾性解析にて得られた解析値と計測値の比較を行った。その結果、トンネル直上の沈下量は解析値 21mm に対し、計測値は 24mm（図 7-25）となり、図からも読み取れるように側壁先行改良のモデル化を含め、数値解析モデルの適合性を改めて確認することができた。

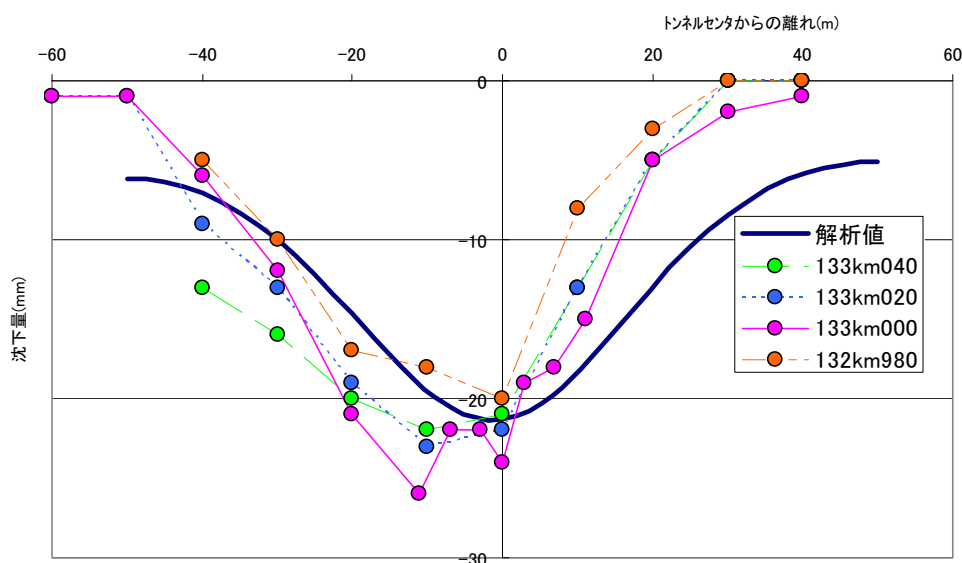


図 7-25 側壁先行改良の効果に関する解析値と計測値との比較（地表面沈下量）

次に側壁先行改良の効果について、掘削前にトンネル側壁部の地山強度を改善する側壁先行改良を実施した区間と実施しなかった区間における地表面沈下量及び内空変位量について、計測値により比較を行った（図 7-26）。データの分布にばらつきがあるが、各々の近似直線の比例係数を比較すると、側壁先行改良を実施した区間の方が小さい値となり、地表面沈下量の低減効果が約 85%（ $0.4559 \div 0.5377 \times 100 \div 85\%$ ）得られていることが分かる。側壁先行改良が先行沈下を抑制し、地表面沈下量を低減させる上で有効であることが確認できる。

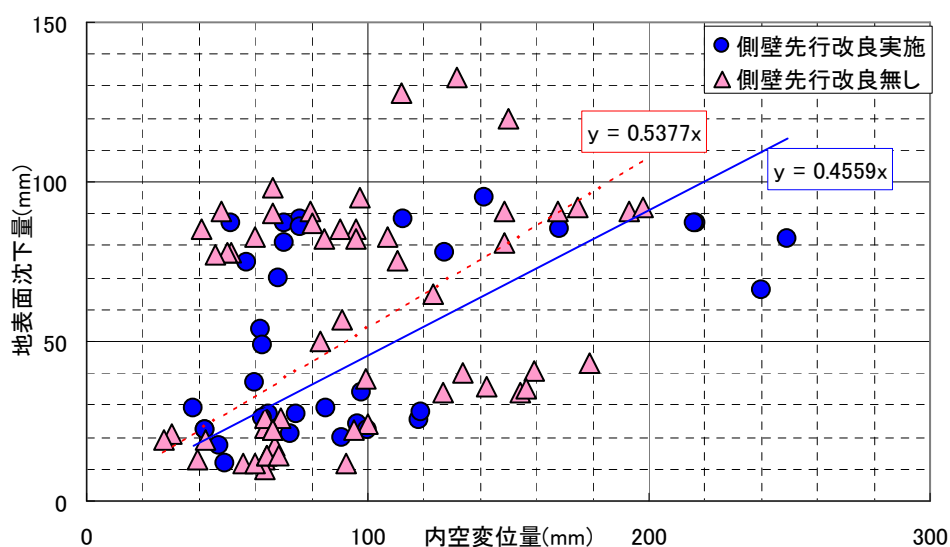


図 7-26 側壁先行改良の効果（地表面沈下量）

3) 注入材の選定

側壁先行改良の施工に先立ち、当工区の地山に適応した注入材の検討を行った。検討した注入材は懸濁型（水ガラス系超微粒子セメント）、溶液型（水ガラス系無機系型シリカゾル、高分子系ポリウレタン）とした。

注入材に求められる効果は、注入圧等による地山の密着効果および地山の塑性変形の抑制効果である。また、当該地山の一部に亀裂シルト層が存在するため、亀裂部への確実な充填による亀裂性地山の一体化を図ることが望まれる。各注入材を試験施工し、これらの効果を注入剤の改良体の形成状況や定性的な状況を勘案し、評価した。

① 水ガラス系超微粒子セメント

水ガラス系超微粒子セメントによる注入の結果を以下に示す。実施した地山は帯水砂層と亀裂質シルト層の互層であった。設計注入量程度で注入圧の上昇が起こり、設定した注入圧の上限（2.0MPa）を超過したため注入完了となった。後の掘削により改良範囲を確認した結果、砂層に注入材が集中し、注入ボルト周辺のみにφ100mm～300mmの改良体が形成されていた。従って、シルト層に存在する亀裂への浸透性は低く、当工区のシルト層への改良効果は満足いくものではないと考えられる。

② 水ガラス系無機系シリカゾル

溶液型水ガラス系無機系シリカゾルによる注入の結果は、地質状況により効果が一定ではない。ある程度の注入量に達すると超微粒子セメントと同様、注入圧の上昇が起こり、注入完了となった。注入範囲を掘削した結果、シルト層の亀裂部に注入材が確認され、脈状に浸透していた。当該地山における亀裂質シルト層への浸透性は問題がないと考えられる。しかし、亀裂へ浸透した注入材自体の強度・粘着力が低く、注入材によって亀裂によるシルト層の分離を助長する傾向が切羽の観察から確認された。

③ 高分子系ポリウレタン

溶液型高分子系ポリウレタンによる注入の結果は、他の注入材と同様の注入量と注入圧力の傾向を示した。注入範囲を掘削した際の浸透状況確認についても、脈状に浸透していることが確認された。従って、当該地山の亀裂質シルト層への浸透性は問題ないと

考えられる。

また、注入材自体に強度・粘着力があるため、割裂脈がネットワーク状に形成され、マスとしての強度増加と変形性を抑制し、地山を一体化させている状態が確認され、注入による地山改良効果があると考えられる。

4) 各注入材の地山改良効果に基づく考察

各注入材について、注入による地山改良効果及び亀裂質シルト層への浸透性について整理した（表 7-19）。亀裂質シルト層への浸透性については、水ガラス系無機系シリカゾル及び高分子系ポリウレタンの効果が認められた。しかし、地山の塑性変形抑制効果については、注入材自体に強度・粘着力があり、割裂脈がネットワーク状に形成され、マスとしての強度増加と変形性を抑制し、地山を一体化させるため、高分子系ポリウレタンが有効であると考えられることから、溶液系高分子系ポリウレタン注入による改良を行うこととした。

表 7-19 各注入材の注入効果（考察）

対象地山	補助工法の狙い	注 入 材		
		懸 濁 形	溶 液 型	
		水ガラス系 超微粒子セメント	水ガラス系無機系 シリカゾル	高分子系 ポリウレタン
		ゲルタイム 60～120sec	ゲルタイム 15～40min	ゲルタイム 60～120sec
		評価：△	評価：△	評価：◎
シルト層	不連続面の注入材による固化と地山の一体化で地山変形性能を改善する	—	不連続面でシルト層を分離し不安定性を助長	不連続面の一体化が可能
亀裂質	注入材の確実な充填（割裂）による亀裂性地山の一体化	割裂注入に不向き	割裂注入は可能	割裂注入が可能

5) 注入による改良効果確認

溶液型高分子系ポリウレタンの当該地山への適用性を確認するために、孔内載荷試験による地山改良効果確認を行った。測定項目は地盤反力係数であり、改良前後の変化割合から改良効果を推定した。試験方法は注入前後に削孔した孔内（図 7-27 中の①・②が注入前の孔、③が注入後の孔）にゾンデを挿入し、1 サイクル方式による載荷とした。載荷ステップは 20kPa（図 7-28）とし、載荷は降伏点を越えて破壊点に達した時点で終了した。

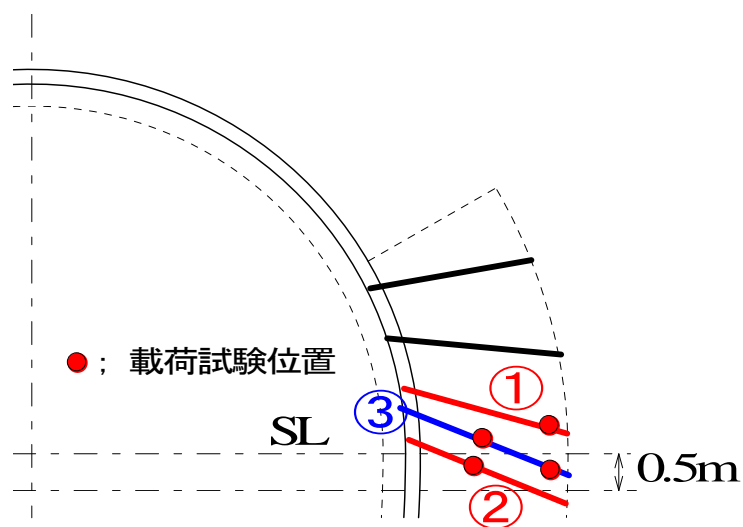


図 7-27 孔内载荷試験方法

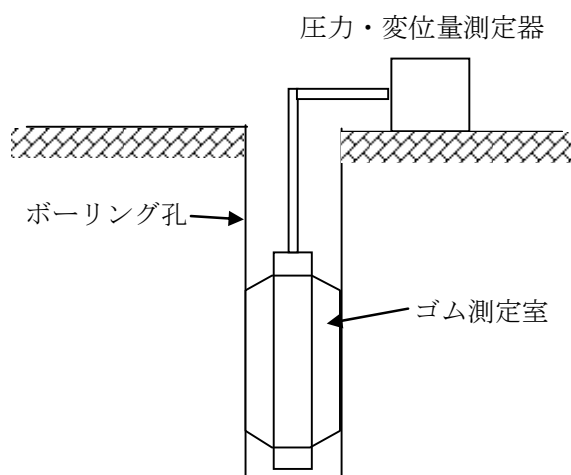


図 7-28 孔内载荷試験概念図

試験結果より、改良後の地盤反力係数は、改良前の 1.90～2.60 倍の値となった。また、同様に変形係数は、1.75～2.39 倍の値となった。これより溶液型高分子系ポリウレタンによる注入工は地山の変形性に対する強度を約 2 倍以上に改良したものと考えられる（表 7-20、図 7-29、図 7-30）。一般的に粘性土では変形係数と粘着力が比例関係にあることが知られており¹⁷⁾、改良によって粘着力も約 2 倍の向上が見込まれることになる。この結果及び考察より側壁先行改良は溶液型高分子系ポリウレタンに改良効果が高いと判断し、この注入材を採用することとした。

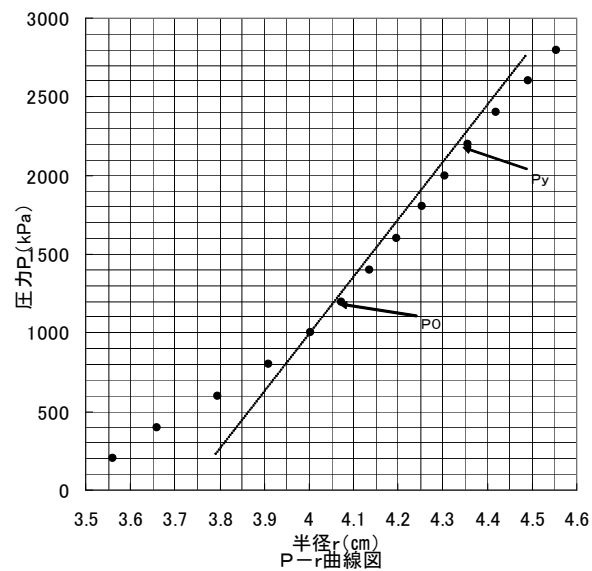


図 7-29 孔内載荷試験結果（注入前）

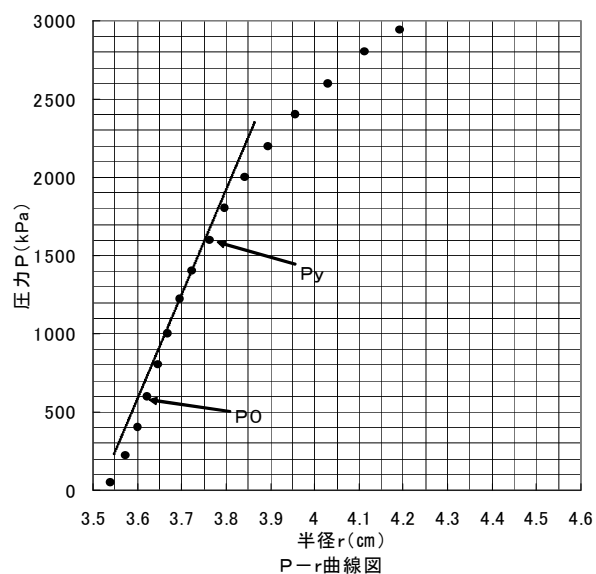


図 7-30 孔内載荷試験結果（注入後）

表 7-20 溶液型高分子系ポリウレタンの注入による改良効果

供試体 番号	状態	測定深度 (m)	地盤反力係数 (MN/m ²)		変形係数 (MPa)	
			測定値	平均値	算出値	平均値
1	注入前	3.3	355	394	19	21
2		2	434		22	
3-1	注入後	3.2	750	888	36	42
3-2		2	1026		49	

7.4.3. 非線形弾性解析モデルによる補助工法の評価

基本工法（上半仮閉合）による解析を type1 とし、以下、type2（基本工法＋AGF）、type3（基本工法＋AGF＋側壁先行改良）、type4（基本工法＋AGF＋側壁先行改良＋インバート吹付け閉合）の解析を実施した。

表 7-21 補助工法の組合せ

	AGF	側壁先行改良	インバート吹付け閉合
type 1	—	—	—
type 2	○	—	—
type 3	○	○	—
type 4	○	○	○

表 7-22、図 7-31 に各 TYPE の地表面沈下量、天端沈下量、内空変位量の一覧を示す。また、図 7-32 に各解析値を type1 の結果に対する比率として示した。図 7-33 に各補助工法による沈下、変位の抑制量を示した。

表 7-22 解析結果一覧

	地表面沈下	天端沈下	内空変位
type 1	68	147	40
type 2	67	114	18
type 3	51	82	14
type 4	46	79	4

単位(mm)

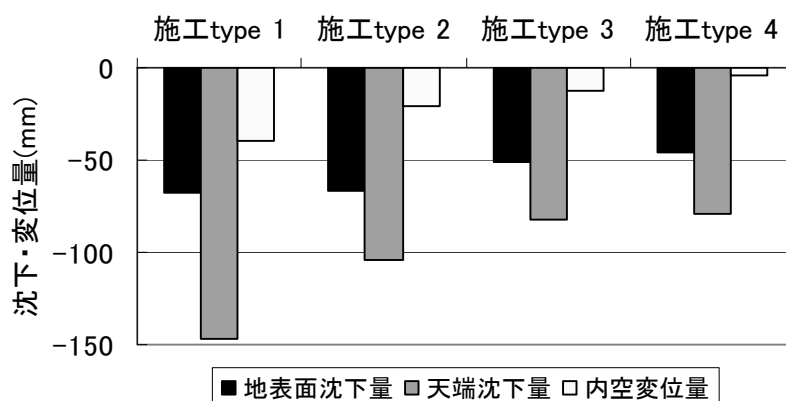


図 7-31 各 type における沈下・変位量

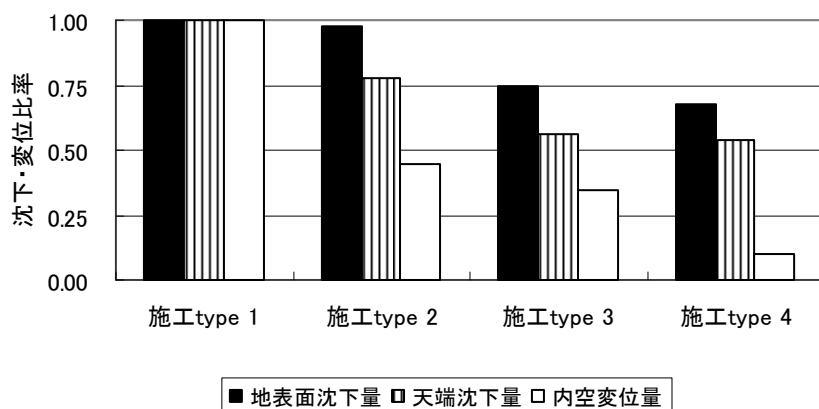


図 7-32 沈下・変位の割合（type 1 の変位量を基準とする）

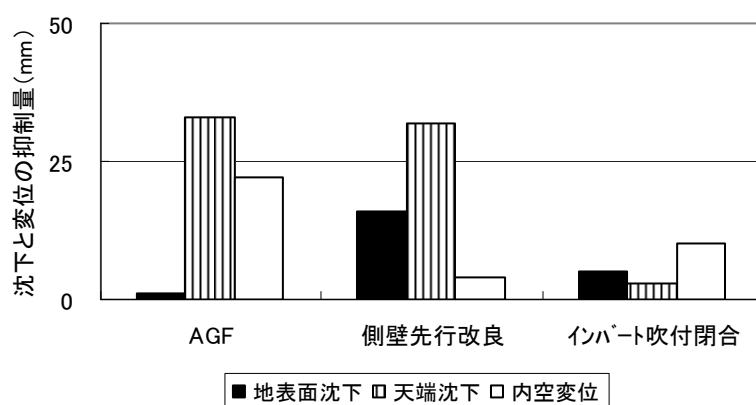
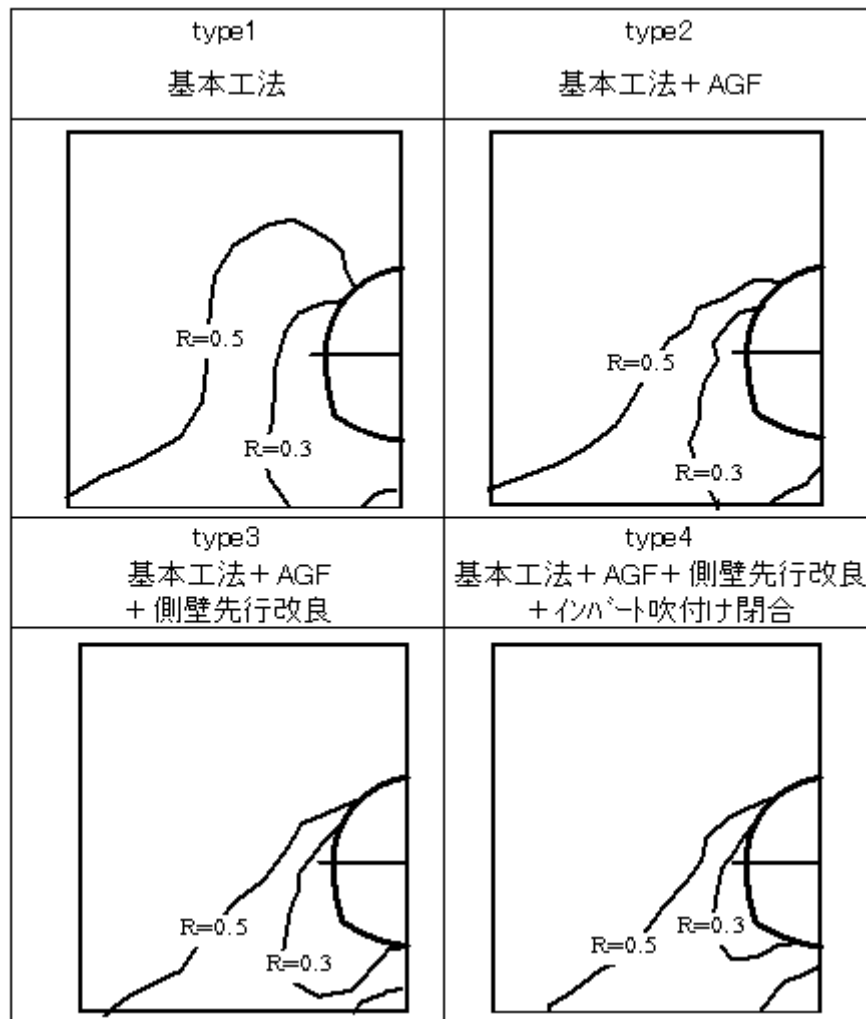


図 7-33 各補助工法の沈下・変位抑制量

図 7-33 より、天端沈下の抑制には、AGF と側壁先行改良が共に有効であることが分かる。内空変位に対しては、AGF の効果が高く、次にインバート吹付け閉合が有効であることが示されている。市街地における施工で重要な地表面沈下においては、側壁先行改良が明らかに有効であることが示されている。

図 7-34 に各 TYPE における地山の破壊近接度分布を示した。補助工法の増設とともに当粘性土の変形係数等の低下が生じる破壊近接度の弾性限界 0.3 の範囲が減少していることが明らかとなっており、補助工法による地山の応力状態や粘着力等の改善効果が定量的に示されている。



注) $R < 0.3$: 変形係数等の低下領域

図 7-34 各 TYPE における地山の破壊近接度分布

次に地山のせん断ひずみの分布状態から、補助工法の効果を評価することとした。トンネル掘削に伴い、トンネル周辺の地山は、拘束力が低下し、軸差応力が増加する。その結果、トンネル周辺の地山は、弾性域からひずみ軟化を起こし、塑性化を起こすことになる。この塑性化を起こす領域について、軸方向のひずみである限界ひずみから、軸差力によって発生する限界せん断ひずみを算出し、せん断ひずみによる地山の安定性を評価する。

せん断ひずみ分布を図 7-35 に示す。ここで地山の変形係数 D_0 から式 (7.14)¹⁸⁾ によって限界ひずみ ϵ_0 を求め、桜井らが示した近似的に限界せん断ひずみを求める式 (7.15)¹⁹⁾ よりポアソン比 ν を用いて限界せん断ひずみ γ_0 を求めた。

$$\log \varepsilon_o = -0.25 \log D_o - 1.59 \quad (7.14)$$

$$\gamma_o = (1 + \nu) \varepsilon_o \quad (7.15)$$

ε_o : 限界ひずみ (%)

D_o : 変形係数 (kgf/cm²)

γ_o : 限界せん断ひずみ (%)

ν : ポアソン比 (-)

$D_o=300$ kgf/cm²、 $\nu=0.35$ とすると、当該地山の限界ひずみ ε_o は 0.62% となり、限界せん断ひずみ γ_o は 0.83% と算出され、概ね γ_o が 1.0% 以上の領域が不安定な領域と推定される。

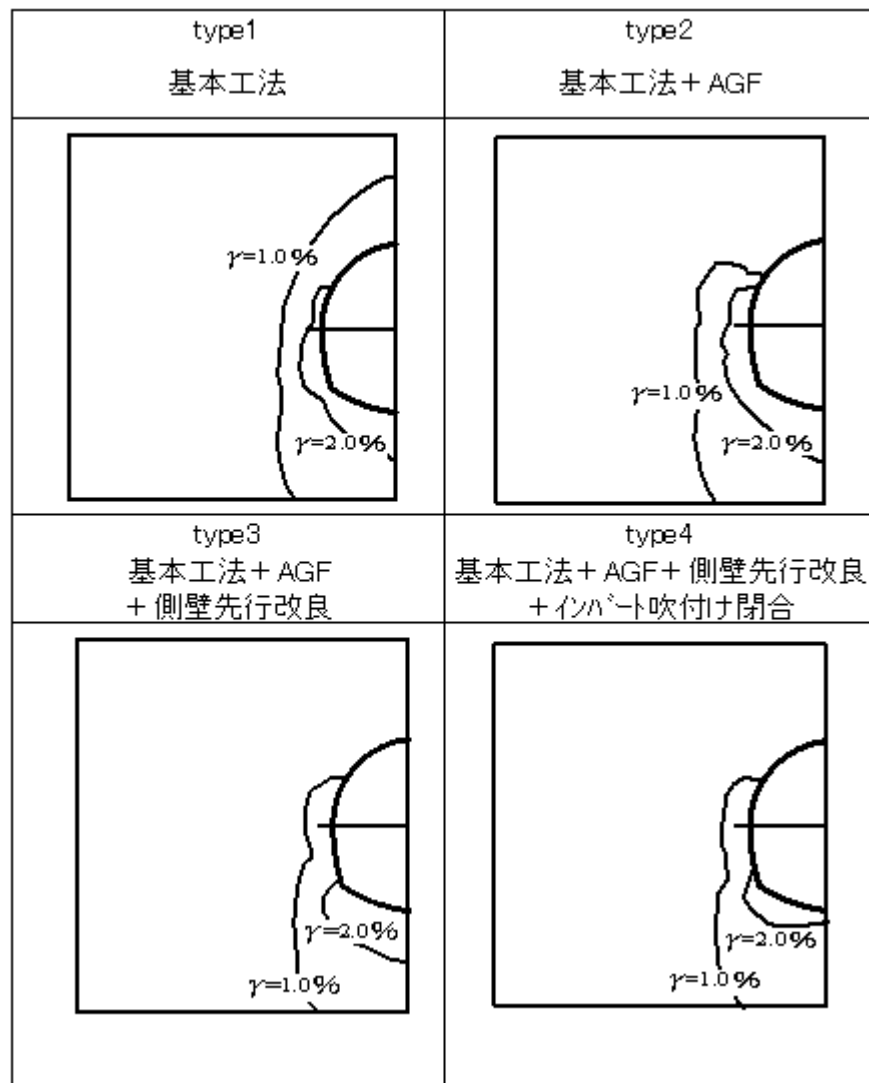


図 7-35 せん断ひずみ分布

type1(基本工法)ではトンネル外周部全体に不安定領域が広がり、特に側壁部に4.5%に達するせん断ひずみが生じる。低強度で変形性の大きな当該地山はトンネル掘削によってトンネル周辺全体にわたって限界ひずみに達することが分かる。この不安定領域は、type2のAGFの施工によって、天端領域で改善されるが、側方に4.5%のせん断ひずみが生じる等側壁部への影響は低減するまでには至らない。type3の側壁先行改良を併用することで側壁部の不安定領域が減少することが明らかである。これに加え、type4のインバート吹付け閉合を実施することで不安定領域の更なる減少を図ることができる。

市街地の施工で特に留意すべき地表面沈下については、側壁先行改良がトンネル側壁部のせん断ひずみを改善して、有効に機能することが分かる。AGFは天端沈下の抑制に有効ではあるが、側壁先行改良やインバート吹付け閉合と比較して、地表面沈下の抑制に効果的ではないことが明らかである。これはtype2のせん断ひずみ分布からも明らかであるように、AGFのみでは側壁部の不安定領域が改善されないことに起因すると考えられる。側壁先行改良に加え、インバート吹付け閉合によって、更に地表面沈下の抑制が図られる。また、内空変位についても各種補助工法による側壁部の安定性向上によって減少することが明示されている。

7.5. 結論

日々の施工管理をタイムリーに行うためには、簡易な数値解析モデルの構築が必要である。また、第四紀層中期以降の未固結粘性土は低強度で変形性の大きな地山であり、その工学的な性状の的確な評価と地表面沈下抑制に対する補助工法と支保構造を含めた数値解析モデルの構築が、NATMの地山適用範囲拡大の目的から重要な課題となっていた。これらについて、本章で得られた知見を整理する。

- (1) 第四紀未固結粘性土地山(北陸新幹線高丘トンネル)のトンネル掘削において、日々の施工管理を容易に行うことを目的として、汎用性が高い簡易な数値解析モデルにおいて、その適用性を検討するための比較解析を行った。検討の結果、都市NATMでは近接構造物への影響に最も影響がある地表面沈下については、2次元非線形弾性解析モデルが有効であることが示された。地山を線形材料としてのみ扱う弾性解析では市街地で重要な地表面沈下量と傾斜角を過小に評価する。また、弾塑性解析もトンネル周辺の塑性化を再現し、トンネル断面自体の安定性を論ずるには有効と考えられるが、応力変化に伴う広域の地山性状の変化を再現するには不十分である。また、地表面沈下予測には簡易な非線形弾性解析モデルが有効であるが、水平内空

変位の予測には限界があることが明らかとなった。トンネル構造体としての健全性を考慮すれば、水平内空変位を予測することは重要と言え、実施工上は、水平内空変位の計測による管理が必要である。数値解析による分析、予測については、簡易な解析手法の範疇では課題が残る。

- (2) 計測データを用いた逆解析により当該地山は水平方向へ広範囲にわたって破壊領域が発生していることが明らかとなった。この解析結果を受け、変位比率 λ が、従来の施工事例と比較して大きくなる、すなわち、水平内空変位が天端沈下より大きくなる原因は、破壊領域が水平方向への広がりがある原因であることが明らかとなった。
- (3) 都市 NATM では、地山の変形抑制のために様々な補助工法を採用する。複数の補助工法は互いに補完し、機能しているが、数値解析モデルにおいて補助工法を含めたトンネル挙動や地山評価を行う際、各機能を十分に評価できているとは言い難い。これは数値解析モデルを構築する際、複数の補助工法から有効な補助工法を的確にモデル化できていないためである。また、補助工法のモデル化を適切に行うことが非常に難しいことも一因と言える。このことを踏まえ、施工途上において実際の現場管理に簡易に活用できることを前提として、補助工法を合理的に選定するために回帰分析と組み合わせた数値解析モデルにおける補助工法の選定について新たな提案を行うことができた。
- (4) 簡易な非線形弾性解析モデルにおける補助工法のモデル化を行った。AGF は地山と合成する等価剛性部材としてのモデル化が地表面沈下に対して、再現性が担保されることが明らかとなった。側壁先行改良は注入材料と原地山が混合し、粘着力と変形係数が改善された要素としてモデル化することが可能であることが示された。また、インバート吹付け閉合は下半掘削解析時にインバートも含める対応で取り扱うことで再現性が担保されることが確認できた。
- (5) 補助工法を含めた数値解析モデルを構築し、各補助工法の効果を評価した。その結果、円形に近いインバート形状を有し、ストラットの架設を行った支保構造で、AGF による天端防護、掘削前の側壁先行改良による側壁部地山の補強、下半施工と併進させるインバート吹付け閉合を併用するパターンが有効であることが明確となった。特に側壁先行改良は従来のフットパイル等の脚部補強が掘削断面自体を支持し、その沈下防止を図るのに対し、応力解放前の側壁部地山を事前に補強して応力状態を改善することでトンネル周辺地山の沈下を抑止することが可能となり、特に市街地で重要となる地表面沈下の抑止には、側壁先行改良が有効であることが明らかとなった。

本研究では、施工途上において、実際の現場管理に簡易に活用できることを目的とした簡易な非線形弾性解析モデルの構築に主眼を置いたため、実際の地山の挙動を的確に再現できるモデルの構築は行っていない。特に水平内空変位が他の施工事例（研究対象地山より古い地山の施工事例）と比較し、卓越することが明らかとなった一方で、数値解析上の再現性が担保されておらず、地山評価の点で課題を残している。また、トンネル掘削に伴うトンネル周辺の拘束圧低下によるダイレイタンスーや間隙水低下等に関する地盤工学的分析がなされておらず、今後の課題として残る。

トンネル掘削において、特に切羽近傍の地山の挙動や AGF や側壁先行改良等の補助工法は 3 次元で地山挙動に影響を与える。また、都市 NATM においては、近接構造物に対し、先行沈下等の 3 次元の地山の挙動があることは明らかである。これらを勘案し、補助工法や近接構造物等の施工環境を忠実に再現できる 3 次元 FEM 解析を用いて、施工途上の検討だけに囚われず、地山の挙動評価や補助工法の評価を行うことも重要であると考えており、今後の課題とする。

参考文献

- 1) 桜井春輔：都市トンネルの実際，鹿島出版会，1998. 3
- 2) 芥川真一，松本憲典，長井寛之：土被りが浅いトンネルの非線形挙動解析に関する一考察，トンネル工学研究発表会・報告集第 10 巻 pp. 113-118, H12. 11
- 3) 水落昭男，水野英紀，鈴木唯夫，白子哲夫：住宅密集地で土かぶりの小さい大断面双設トンネルを掘る－横浜市環状 2 号線 港南トンネル（仮称）－，トンネルと地下，第 24 巻 4 号，pp. 7-14, H5. 4
- 4) 本島睦，日比野敏，林正夫：岩盤掘削時の安定解析のための電子計算機プログラムの開発，電力中央研究所報告，377012, 1978
- 5) 日本道路公団試験研究所：トンネル数値解析マニュアル（試験研究所技術資料第 358 号），pp. 5-10, H10. 10
- 6) 戸屋勉，渡辺洋，小川誠二，河上英二：AGF と長尺鏡ボルトで交差点直下を掘る－横浜高速鉄道 1 号線矢沢工区－，トンネルと地下，第 29 巻 9 号，pp. 27-34, H10. 9
- 7) 新井克己，塚原悌二，東田清一，宮脇潔：土砂地山での大断面メガネトンネル－阪神高速道路北神戸線井吹トンネル－，トンネルと地下，第 16 巻，pp. 35-43, S60. 6
- 8) 豊里栄吉，岩島保，五十嵐瑞穂，梨本裕：土かぶりの薄いメガネトンネルを掘る－第二神明道路（改築）小東山トンネル－，トンネルと地下，第 29 巻 p. 27-34, H10. 9
- 9) 檜崎元儀，他：CRD 工法による都市トンネル(2)，トンネルと地下，第 26 巻 5 号，pp. 15-25, 1995.
- 10) 矢澤美邦，他：横浜都市部における大断面地下河川の施工，トンネルと地下，Vol. 21, No. 10, pp. 7-12, 1990.
- 11) 熊耳哲雄，他：土かぶりの薄い住宅地直下を貫く，トンネルと地下，Vol. 32, No. 7, pp. 7-14, 2001.
- 12) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針，平成 8 年 2 月，pp. 311-314
- 13) 桜井春輔，武内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木学会論文報告集，第 337 号
- 14) J. Yorita, Y. Sasaki, N. Yamaki, M. Okamura: Selecting Auxiliary Construction Methods for NATM Tunnel Excavation in Urban Areas, ITA, 5-10 May 2007 Prague (Czech Republic)
- 15) ジェオフロンテ研究会：注入式長尺先受工法（AGF 工法）技術資料（四訂版），AGF 工法の設計 pp. 55～56, 2002
- 16) 依田淳一，魚津宗他：第四紀未固結粘性土層への注入による地山改良効果，土木学会，平成 19 年度トンネル工学研究発表会
- 17) 土質調査法，土質工学会編，1982.

- 18) 土木学会関西支部都市トンネルへのN A T M適用に関する委員会:都市トンネルへのN A T Mの適用, 土木学会関西支部講習会テキスト, 1987. 6
- 19) 桜井春輔, 川嶋幾夫他: トンネルの安定性評価のための限界せん断ひずみ, 土木学会論文報告集, No. 493/Ⅲ-27, pp. 185-188, 1994. 6

第8章 計測による地山変形の評価

8.1 計測による地山変形の予測・評価の事例

NATM によるトンネルの合理的な設計・施工を行うためには地山条件や施工条件に応じて、掘削断面の安定性や保全物件の安全性を確保するための坑内変位量や地表面沈下量といった重点的に管理する計測項目等を選定し、それに対し、管理値を設け、安定性を定量的に判定していく。管理値と計測値を的確に設定し、計測することで、設計と施工の妥当性を判断し、適宜、それらの修正と切羽の安定性や地表面沈下抑制のための支保構造の変更や補助工法の追加等の対策工の実施の判断を行う。

主要計測項目としては、直接、掘削断面の安定性や周辺構造物の安全性を判定できるため内空変位量と天端沈下及び地表面沈下を用いる事例が多い。

計測結果を管理値等に基づいて評価し、設計・施工へ反映させる上で重要なことは、できるだけ早期の段階で状態の変化を予測し、危険な状態に至る前に適切な対処を行うことである。そのため、実際の計測結果に基づき、施工途中段階で最終変位量を予測する方法が用いられている。

以下において、計測データに基づく施工管理手法に関する既往研究成果をまとめ、本研究が目的とする変形性の大きな第四紀層後期の未固結粘性土地山における設計および現場計測に基づく施工管理手法の位置付けを明らかにする。

実測データに基づく最終変位量の予測方法¹⁾として、①最大変位速度 (mm/日) と最終変位量 (mm) の相関関係を利用した吉川らの方法、②掘削 3 日目までの変位速度と最終変位量の重回帰分析より得られる近似多項式を用いた吉田らの方法、③任意の切羽距離における 2 つの変位から最終変位量を求める近藤らの方法がある。

このうち①最大変位速度 (mm/日) と最終変位量 (mm) の相関関係を利用したものが一般的であり、初期変位速度の他、切羽 1D 時 (D ; トンネル掘削幅) の変位量、下半切羽通過時の変位量等、各施工段階で管理していく方法が用いられている。

足立、藤井ら²⁾は、施工実績データにおいて特性曲線法による最終変位予測法と初期変位速度を用いた最終変位予測法を適用し、両手法とも最終変位の予測手法として有効であることを示した。

山仲、谷本ら³⁾は、大きな変状が発生した南紀地区トンネルの計測データについて、切羽が 0.3D 進行した時点の計測値⁴⁾を用いた初期変位速度で整理し、既往の分類が適合する施工条件の範囲を示した。

これら初期変位速度と最終変位量の相関関係から最終変位量を予測する方法に対し、津坂、谷本ら⁵⁾は、ひずみ軟化モデル⁶⁾から得られる壁面変位および非弾性域と支

保反力の関係を内空変位や鋼製支保工軸力の計測結果と比較することにより地山物性を推定し、その地山条件下での流動域の発生を抑える最小の支保反力と最終変位量の算出を試みた。

一方、変位量の経時変化曲線のモデル化に関する研究として、土井ら⁷⁾が現場施工管理のひとつとして、地山掘削後の初期の変位量を用いて最終変位量を予測する関数モデル化を構築している。ただし、単一のトンネルを対象としてものになっており、一般化されたものではない。また、中田ら⁸⁾は、内空変位曲線および天端沈下曲線に対して関数モデル化を試み、双曲線関数とワイブル関数によってトンネルの挙動を良好に再現できることを明らかにしている。しかし、関数の係数に関して工学的な評価を行うまでに至っていない。

これに対して、吉田、安藤ら⁹⁾は、四国地方のトンネルの計測データに基づき、地山挙動に関する地域性の検証を研究した中で、変位曲線を指数関数でモデル化し、関数の係数を用いて地質の成因に基づく変形性の工学的な評価を行っている。

このような中、市街地における第四紀更新世中期以降の未固結粘性土の NATM による施工では変形性が大きな特徴のため、特に地表面沈下の抑止が大きな課題と考えられ、設計段階における有効な補助工法の選定と沈下予測及び施工段階におけるその妥当性の評価と追加対策工の必要性の判定を速やかに実施する必要がある。既往の設計・施工管理手法ではそれぞれが個別の扱いとして論ぜられることが多く、修正設計や追加対策工による最終沈下状態の予測等、一連のシステムとして機能しているとは言い難い現状にある。本研究は当該地山での施工を通じて実証した一連の設計、施工管理手法の確立を目指したものである。

本章では市街地における NATM とシールドの地山適用範囲の境界領域と言える第四紀未固結粘性土について、計測からその地山の挙動を評価する。また、都市 NATM の最重要課題である近接構造物への影響という視点に立ち、地表面沈下（地表面沈下量と地表面傾斜角）に着目した掘削の影響範囲と構造物への影響について分析評価する。

8.2 地表面沈下と傾斜角

8.2.1. トンネル横断方向

（１） トンネル横断方向の地表面沈下量・傾斜角の定式化

地表面沈下の横断方向分布特性を検討するため各測点での地表面沈下量をトンネルセンターの地表面沈下量で除する（沈下の割合）ことで基準化し、検討した（図 8-1）。

また、沈下挙動に対する土被りの影響を検討するために土被り 20m から 50m を 10m 毎の土被りに分割し、土被り毎に平均値を算出し、検討した。

横断方向の地表面沈下分布はトンネル直上の地表面沈下量によって決定され、当該地山では土被り条件によらず横断方向の沈下割合がほぼ一定であるという特徴を有する。トンネル横断方向の地表面沈下量は正規分布曲線によって示されることが一般的に言われている¹⁰⁾。しかし、正規分布のパラメータは最少二乗法といった簡易な計算によって求めることができず、操作性が悪い。これを受け、横断方向の沈下分布が Peck^{10), 11)}や横山¹²⁾が示したように指数関数で近似でき、指数関数を用いて式(8.1)により定式化を行った。また、式(8.1)をトンネルセンターからの離れ X で微分して、地表面傾斜角の割合の式(8.2)が算定される。なお、図 8-1 に示す検討結果より、式(8.1)および式(8.2)における係数 α は 0.0021 で与えられる。

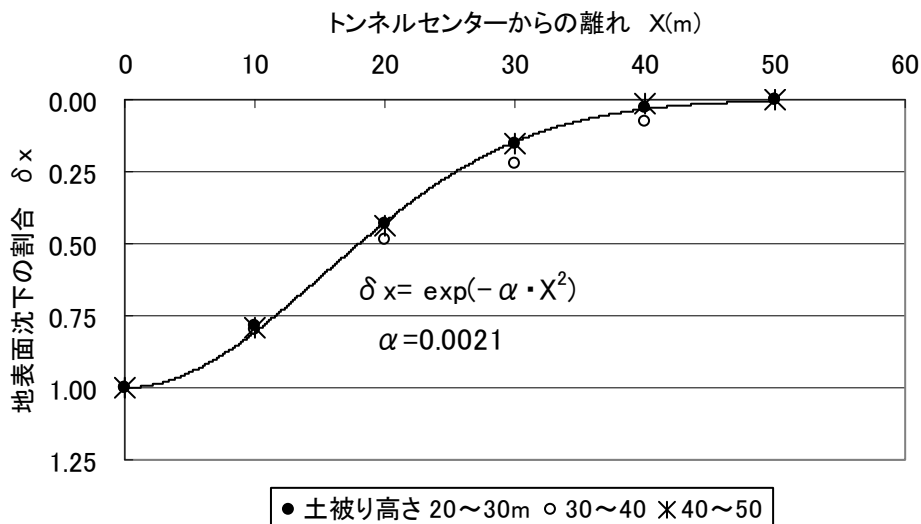


図 8-1 トンネル横断方向の地表面沈下の割合

$$\delta_x = \exp(-\alpha X^2) \quad (8.1)$$

δ_x : トンネルセンターの地表面沈下量に対する離隔 X における地表面沈下の割合 ($\delta_x = \delta_{x1} / \delta_{o1}$)

δ_{o1} : トンネルセンターの地表面沈下量 (mm)

δ_{x1} : トンネルセンターからの距離 X (m) における地表面沈下量

X : トンネルセンターからの離隔 (m)

α : 地質等に関わる回帰係数

$$\theta_x = \left| -2\alpha X \cdot \exp(-\alpha X^2) \right| \quad (8.2)$$

θ_x : トンネルセンターの地表面沈下量に対する離隔Xにおける地表面傾斜角 (1/1000rad/mm) ($\theta_x = \theta_{x2} / \delta_{o2}$)

δ_{o2} : トンネルセンターの地表面沈下量 (mm)

θ_{x2} : トンネルセンターからの距離X (m)における地表面傾斜角

X : トンネルセンターからの離隔 (m)

α : 地質等に関わる回帰係数

(2) トンネル横断方向の地表面沈下量・傾斜角の検証

ここで、他工区における既往の施工データを用いて、式(8.1)及び式(8.2)を検証する。N値2～19の範囲にあるシルト、粘性土地山での鉄道シールドトンネルの施工データ¹³⁾を式(8.1)に代入すると、図8-2に示す係数 α として0.0034 (CASE1)と0.0098 (CASE2)が得られた。地質が軟弱になると α は大きくなり、沈下の生じる範囲がトンネル中心に集まる傾向となった。この結果より、式(8.1)の地質に関わる回帰係数は、形状係数であり、このシールドトンネルの施工結果から求められた α との比較により、研究対象地山の地山強度について、工学的な検証を行うことができる。つまり、当該地質の係数は0.0021であり、この鉄道シールドトンネルの施工事例の係数と比較して、小さな値となっており、地山強度が高く、NATMによる施工の可能性があると考えられる。また、沈下影響範囲はシールドに比べ、広範囲に地表面沈下が現れると考えられる。

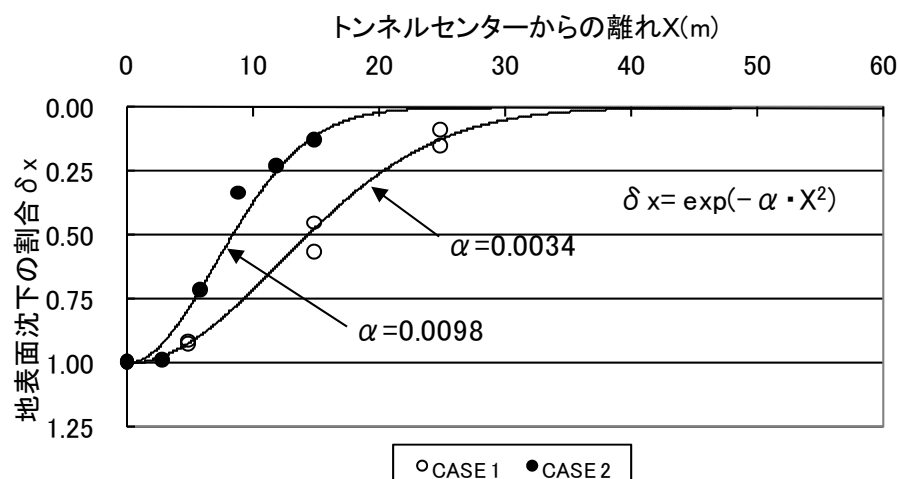


図 8-2 シールドトンネルの事例分析結果

(3) トンネル横断方向の最大地表面傾斜角

地表面沈下は等沈下であれば、構造物へ被害が出る可能性は低いと言えるが、地表面の不同沈下は構造物に不安定な外力を作用させ、何らかの影響が出る可能性が高くなる。このため、式(8.5)から求められる地表面傾斜角の最大値 $\theta_{cX(max)2}$ が非常に重要であり、式(8.2)をXで微分することで、 $\theta_{cX(max)2}$ を最大とするXを求めることができ、最大地表面傾斜角も求めることができる。つまり、トンネルセンターの地表面沈下量 δ_{co2} が計測できれば、必然的に式(8.5)より、最大地表面傾斜角を求めることができる。また、式(8.4)より最大地表面傾斜角が発生する位置は地質条件によって決まる係数 α によって定まる。

式(8.4)より最大地表面傾斜角の発生位置は $X=15.4m$ と決定する。従って最大地表面傾斜角のトンネルセンターの地表面沈下量に対する割合は、 $0.039/1000 \text{ rad/mm}$ となる。図 8-3 に地表面傾斜角の割合の検討結果を示す。

$$d\theta_X/dX = \left| -2\alpha \cdot \exp(-\alpha X^2) \right| + \left| (-2\alpha X)^2 \cdot \exp(-\alpha X^2) \right| \quad (8.3)$$

$$\begin{aligned} d\theta_X/dX &= 0 \text{ より} \\ X_{max} &= 1/\sqrt{2\alpha} \quad (8.4) \\ \theta_{cX(max)2} &= \delta_{co2} \cdot \left| -2\alpha \cdot X_{max} \cdot \exp(-\alpha X_{max}^2) \right| \\ &= \delta_{co2} \cdot \left| -2\alpha \cdot \{1/\sqrt{2\alpha}\} \cdot \exp\{-\alpha \times 1/\sqrt{2\alpha}\} \right| \\ &= \delta_{co2} \cdot (2\alpha)^{1/2} \cdot \exp(-1/2) \quad (8.5) \end{aligned}$$

∴ 最大傾斜角 $\theta_{X(max)}$

$$\begin{aligned} \theta_{X=15.4m(max)} &= \left| -2 \times 0.0021 \times 15.4 \times \exp(-0.0021 \times 15.4 \times 15.4) \right| \\ &= 0.039/1000 \text{ rad/mm} \end{aligned}$$

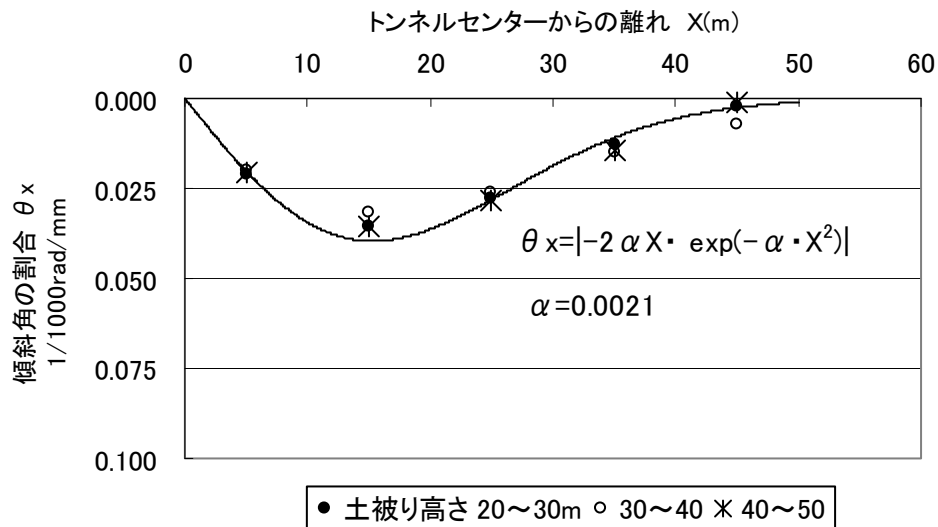


図 8-3 トンネル横断方向の地表面傾斜角の割合

以上より、既往の研究同様に未固結粘性土地山において、トンネル直上の地表面沈下量を用いて横断方向任意位置の地表面沈下量と地表面傾斜角を推定することが可能であることが示された。また、反対に任意位置の地表面沈下量や地表面傾斜角を得ることで全体の沈下状況が推定可能であると言える。

(4) トンネル横断方向の地表面沈下量・傾斜角と支保構造の関係

ここで支保構造や補助工法の別にトンネル横断方向の地表面沈下割合を整理すると図 8-4 のようになり、支保構造や補助工法によらず、ほぼ類似の傾向を示すことが分かる。表 8-1 に支保構造と補助工法の組合せを示す。

この傾向から支保構造等により、地表面沈下量等を制御することは可能であるが、影響範囲やその沈下の形状は、支保構造等によらず、支保構造の選択に当たっては、トンネルセンターの地表面沈下量の制御のみに着目すれば良いことになる。

また、影響範囲や沈下の形状は地質によって決定され、支保構造や掘削工法によって制御することができないことを意味している。

表 8-1 支保構造と補助工法の組合せ

パターン	支保工	先受け工 (AGF等)	ストラット付 き吹付IV	側壁先行 改良
①-1	H-150	—	—	—
①-2	H-150	○	—	—
②-1	H-200	—	—	—
②-2	H-200	○	—	○
②-3	H-200	○	○	○

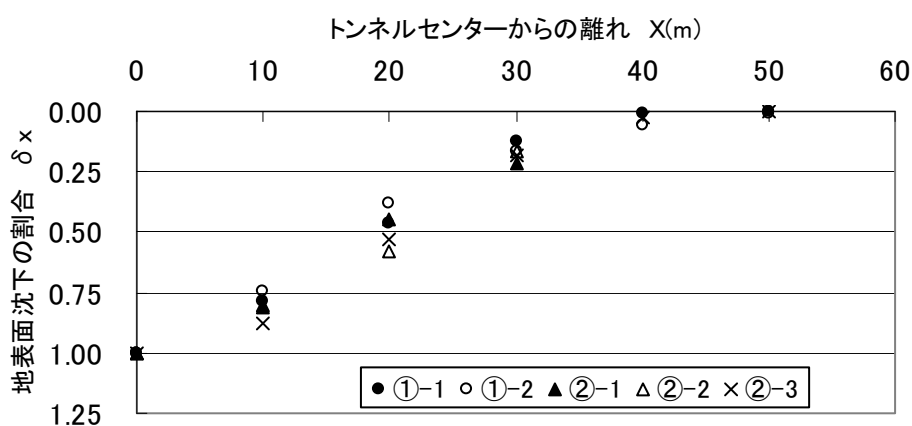


図 8-4 支保構造と補助工法別のトンネル縦断方向の地表面沈下の割合

8. 2. 2. トンネル縦断方向

(1) トンネル縦断方向の地表面沈下量・傾斜角の定式化

近接構造物に対する地表面傾斜角の制約はトンネル横断方向ばかりでなく、縦断方向においても問題となる。そこで、当該地山の NATM の施工によって得られたデータから、切羽位置と縦断方向の地表面沈下をトンネルセンターの切羽位置における地表面沈下量にて除した割合を示す（図 8-5）。トンネル掘削に伴う地表面沈下は、土被り等の諸条件によらず、ほぼ一定の割合となっている。また、図 8-6 に地表面傾斜角の割合の計測値と近似式を示す。これらにより、横断方向と同様に縦断方向についても任意位置での地表面沈下量、地表面傾斜角の推定が可能と言える。

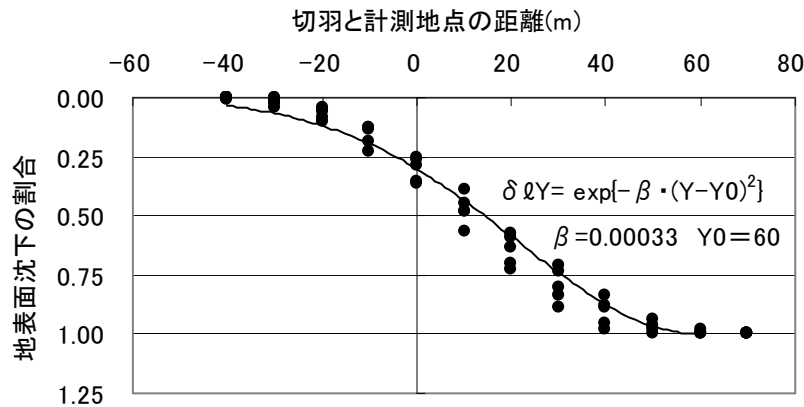


図 8-5 トンネル縦断方向の地表面沈下の割合

地表面の縦断方向地表面傾斜角は、計測地点を切羽が通過する前に発生し始め、切羽通過後にピークを生じ、トンネルの通過とともに緩やかに減少し、トンネル切羽の離隔が 60m 程度で収束する。この割合が一定であることから、地表面沈下量から縦断方向に生じる最大地表面傾斜角及び切羽との位置関係を推定することができる。

縦断方向の沈下の割合を横断方向の検討と同様に指数関数で近似すると、式(8.6)が得られる。この式を計測地点と切羽の距離 Y で微分し、縦断方向の地表面傾斜角の割合の式(8.7)が得られる。

$$\delta_{LY} = \exp \{ -\beta \cdot (Y - Y_0) \} \quad (8.6)$$

$$\delta_{LY} : \delta_{LY} = \delta_{LY3} / \delta_{Lo3}$$

δ_{Lo3} : 計測地点におけるトンネルセンターの最終地表面沈下量 (mm)

δ_{LY3} : 計測地点における計測地点からの距離 Y (m) 掘削時のトンネルセンターの地表面沈下量

Y : 計測地点からの切羽の距離 (m)

Y_0 : 計測地点の切羽が通過してから地表面沈下が収束するまでの切羽進行距離 (m)

β : 地質等に関わる回帰係数

$$\theta_{LY} = | -2\beta (Y - Y_0) \cdot \exp \{ -\beta (Y - Y_0)^2 \} | \quad (8.7)$$

$$\theta_{LY} : \theta_{LY} = \theta_{LY3} / \delta_{Lo3} \text{ (1/1000rad/mm)}$$

δ_{Lo3} : 計測地点におけるトンネルセンターの最終地表面沈下量 (mm)

θ_{LY3} : 計測地点における計測地点からの距離 Y (m) 掘削時のトンネルセンター

一の地表面傾斜角 (1/1000rad)

Y : 計測地点からの切羽の距離 (m)

Y_0 : 計測地点の切羽が通過してから地表面沈下が収束するまでの切羽進行距離 (m)

β : 地質等に関わる回帰係数

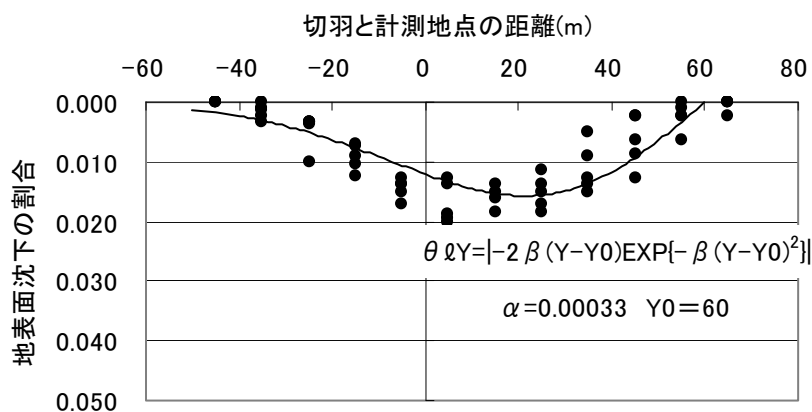


図 8-6 トンネル縦断方向の地表面傾斜角の割合

(2) トンネル縦断方向の最大地表面傾斜角

トンネル縦断方向の地表面沈下は、切羽進行と共に変化する。地表面沈下量は計測地点へ切羽が到達する前に先行沈下が始まり、切羽が一定の距離を通過後、最大値で収束することを示した。しかし、地表面傾斜角は、図 8-6 で示したようにトンネル横断方向とは異なり、切羽通過後、収束を地表面沈下が収束する前に最大地表面傾斜角が発生し、その後、傾斜角が緩やかになることが分る。

式(8.7) を Y で微分することで、 $\theta_{\text{max}2}$ を最大とする Y を求めることができ、最大地表面傾斜角も求めることができる。

$$\frac{d\theta_{\theta Y}}{dY} = \left| -2\beta \cdot \exp\{-\beta(Y-Y_0)^2\} \right| + \left| \{-2\beta(Y-Y_0)\}^2 \right. \\ \left. \times \exp\{-\beta(Y-Y_0)^2\} \right| \quad (8.8)$$

$$\frac{d\theta_{\theta Y}}{dY} = 0 \text{ より} \\ Y_{\max} = Y_0 - 1/\sqrt{2\beta} \quad (8.9)$$

$$\theta_{\theta Y(\max)} = \left| -2\alpha \cdot Y_{\max} \cdot \exp(-\beta \cdot Y_{\max}^2) \right| \\ = \left| -2\beta \cdot \{Y_0 - 1/\sqrt{2\beta}\} \right. \\ \left. \times \exp[-\beta \cdot \{Y_0 - 1/\sqrt{2\beta}\}^2] \right| \\ = (\sqrt{2\beta}) \cdot \exp(-1/2) \quad (8.10)$$

縦断方向沈下割合の推定式における係数 β は 0.00033 で与えられる。これより式(8.4)から縦断方向の最大地表面傾斜角の発生位置は $Y_{\max}=21.3\text{m}$ と計算され、最大地表面傾斜角の最終地表面沈下量に対する割合 $\theta_{\theta Y(\max)}$ は、0.016/1000rad/mm で与えられる。

地表面の縦断方向地表面傾斜角は先行沈下の発生から生じ始め、切羽が通過後、ピークを迎え、その後、緩やかに減少して収束する。これはトンネル縦断方向の沈下と傾斜の特徴的な現象であり、横断方向の傾斜はトンネル通過後にその形状をとどめるが、縦断方向の傾斜はトンネルの進行に応じて変化し、最終的には最大値に比べて小さな値に収束する。従って、縦断方向の最大傾斜は一時的に生じるものとして取り扱えばよいということが明らかとなった。

8.3. 土被り 30m 未満の地表面沈下・傾斜角

前節では土被り、支保構造によらず、地質条件と最終地表面沈下量により、その地表面沈下量、地表面傾斜角について、その傾向を把握ないし予測することが可能であることを示した。特に図 8-7（図 4-2 を再掲）、表 8-2（表 4-3 を再掲）から、支保や補助工法によらず、土被りが 30m 未満の場合は明らかに地表面沈下と土被りに相関が見られ、土被りが小さい程、地表面沈下量が小さく、土被りが 30m に近くなればなるほど、地表面沈下量が大きくなっている。しかし、土被りが 30m を超えると、土被りと反比例し、土被りが大きくなるに従って、地表面沈下量が減少してくる。これは土被り 30m を境界に応力の再配分機構が異なることを示している。

都市 NATM では、土被りが小さい地山を対象としてトンネル掘削を行う例が多く、本節では、都市 NATM を念頭に、前節で一般化した地表面沈下量・傾斜角について、更に詳細に分析を行う。また、変形特性の分析により土被り 25m 前後を境に地山の変形の性

質が異なることを示した。そこで本節では土被り 30m 未満のトンネル掘削箇所について、その地表面沈下量及び地表面傾斜角の傾向を詳細分析する。

8.3.1. トンネル横断方向の分析

(1) トンネル横断方向の地表面沈下の影響範囲

変形特性の分析結果から、土被り 25m 前後（30m 未満）の区間では当該地山の特徴として内空変位と天端沈下がほぼ同等となる特性を有し、また、地山のひずみに着目した分析から、亀裂や褶曲等の構造運動の影響を受けないかぎり、150mm 程度の大きな地表面沈下は生じないが、天端沈下などのトンネル周辺の地山挙動が大きく地表面に影響を及ぼし、その傾向は特に土被りが 30m 未満となる場合に顕著となることが分かった（図 8-7 網掛け部）。

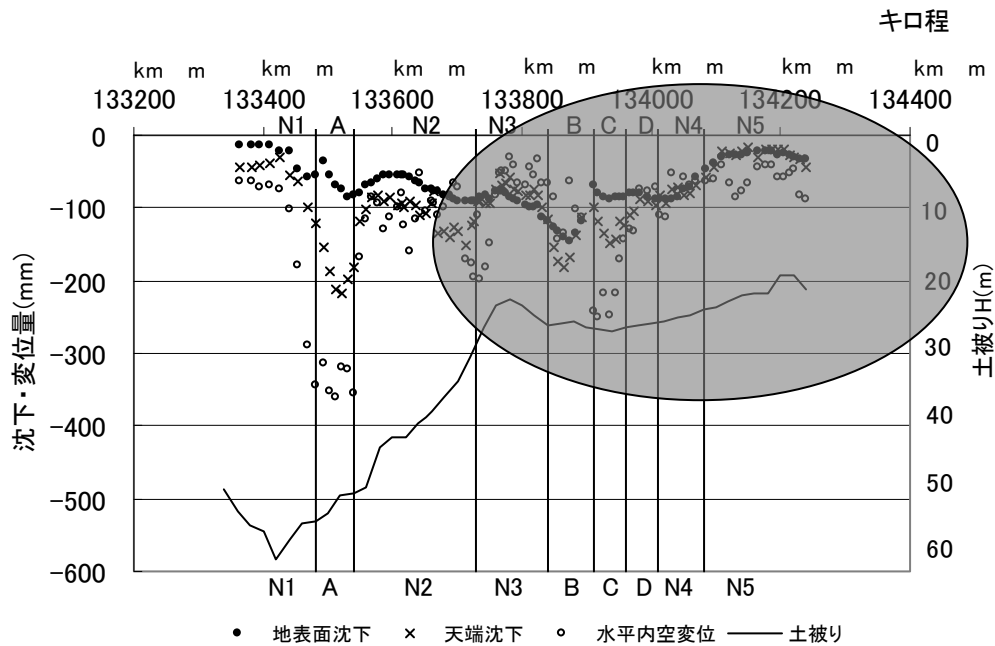


図 8-7 地表面沈下量と坑内計測結果（図 4-2 再掲）

表 8-2 区間毎の計測結果等（区間平均）（表 4-3 再掲）

検討区間	N1	A	N2	N3	B	C	D		N4	N5
地表面沈下(mm)	-25	-66	-72	-91	-132	-82	-82		-78	-29
天端沈下(mm)	-52	-181	-108	-81	-155	-129	-98		-78	-29
内空変位(mm)	-114	-332	-113	-79	-107	-213	-97		-77	-61
土かぶり比	5.2	4.8	3.7	2.3	2.5	2.5	2.5		2.4	2
地山強度比	1.2	0.8	1.5	2.5	2.2	2.2	2.1		3.9	4.8
鋼製支保工	H150	H150	H150	H150	H150	H200	H200		H200	H200
先受け工	-	-	-	PASS	PASS	PASS	PASS	AGF	AGF	AGF
側壁先行改良	-	-	-	-	-	○	○		○	○
スラット仮閉合	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○

土被り 30m 未満の未固結粘性土地山の NATM 施工に伴う地表面沈下の横断方向分布を整理し、図 8-8 に示す。当該地山ではトンネル直上の地表面沈下量が 100mm 程度までは、掘削による影響範囲が左右 40m 程度となり、トンネルセンターに近い位置にあるほど地表面沈下量は大きくなる。

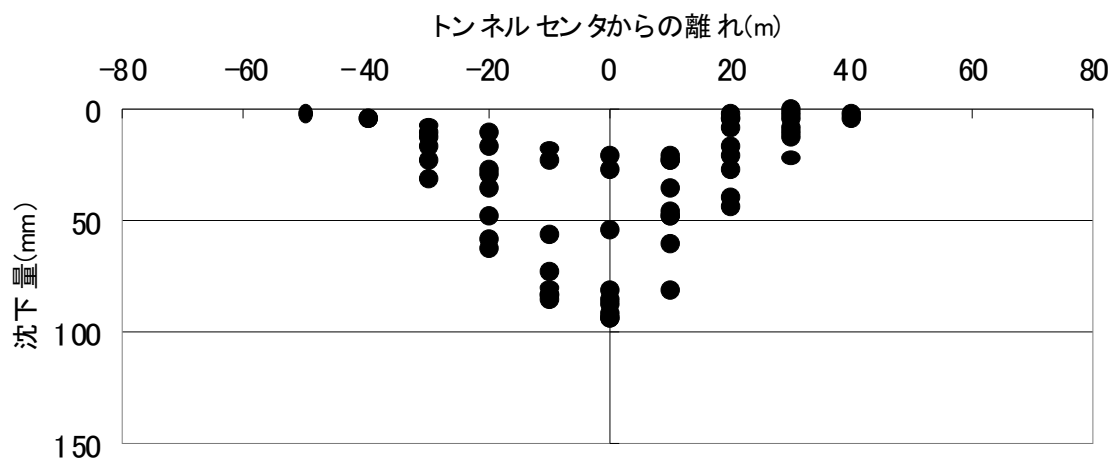


図 8-8 トンネル横断方向の地表面沈下分布

（２） トンネル横断方向の地表面沈下量

30m 未満を土被り条件の境界値とし、地表面沈下の横断方向分布を分析した。図 8-9、図 8-10、図 8-11、図 8-12（図 8-13 は図 8-9～2 までを全てプロットした図）にトンネル横断方向の各点（0～10m 間、10～20m 間、20～30m 間、30～40m 間の 4 点）の地表面沈下量とトンネルセンターの地表面沈下量との関係を回帰分析した。トンネルセンター

からの離隔でレンジ分けをし、分析した結果、地表面沈下量の関係は土被り 30m 未満であれば土被りによらず、トンネルセンターの地表面沈下量に比例していることが明らかとなった。また、その精度も 95%の誤差範囲に入っている。従って、横断方向における沈下状況をトンネルセンターの地表面沈下量に着目することで掘削の影響を制御することが可能であり、地山の地表面傾斜角も想定できると考えられる。

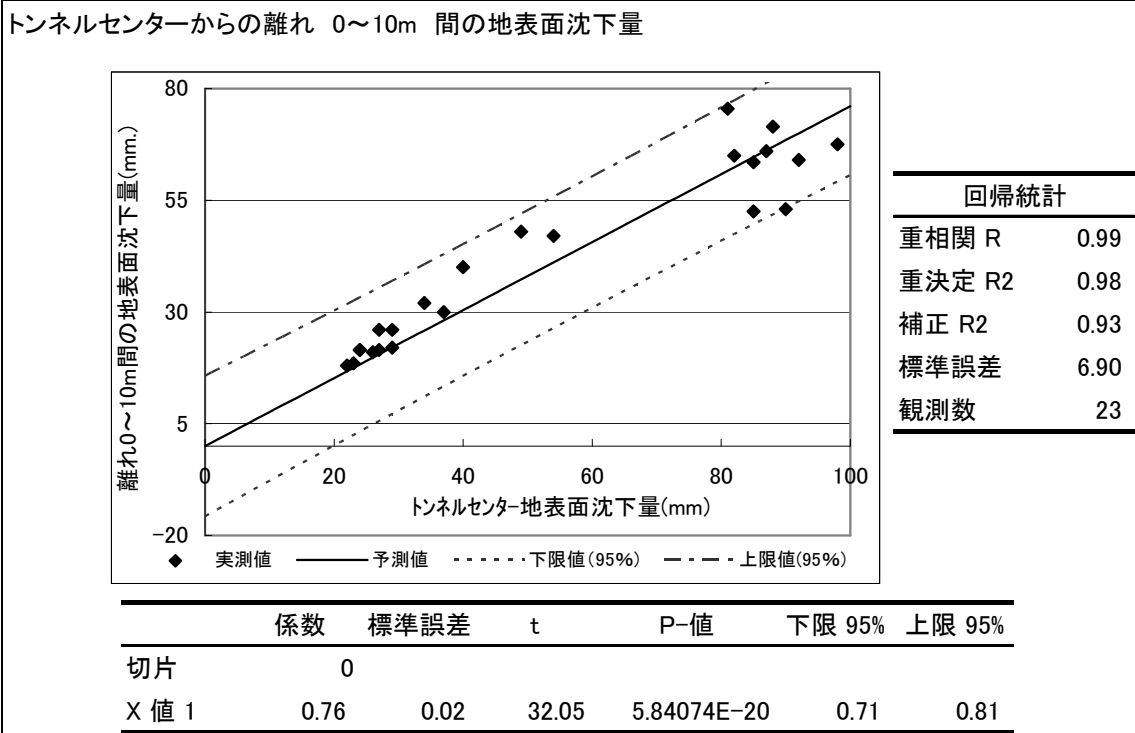
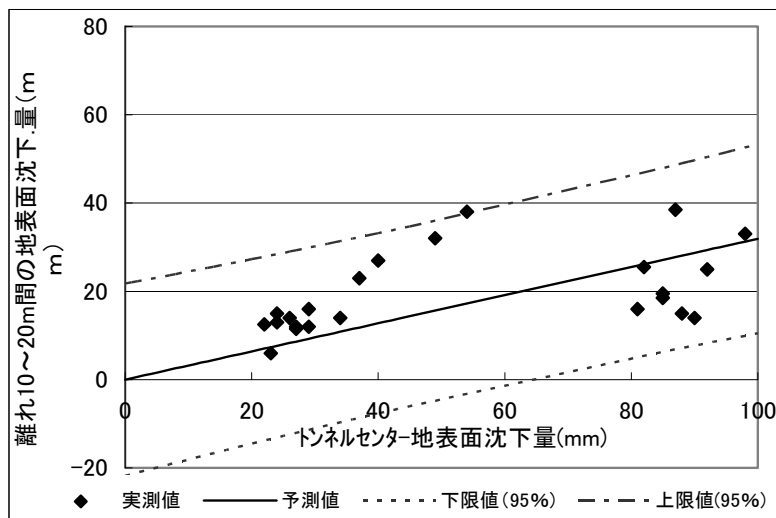


図 8-9 トンネルセンターの地表面沈下量と
トンネルセンターからの離隔 0～10m 間における地表面沈下量の回帰分析結果

トンネルセンターからの離れ 10～20m 間の地表面沈下量



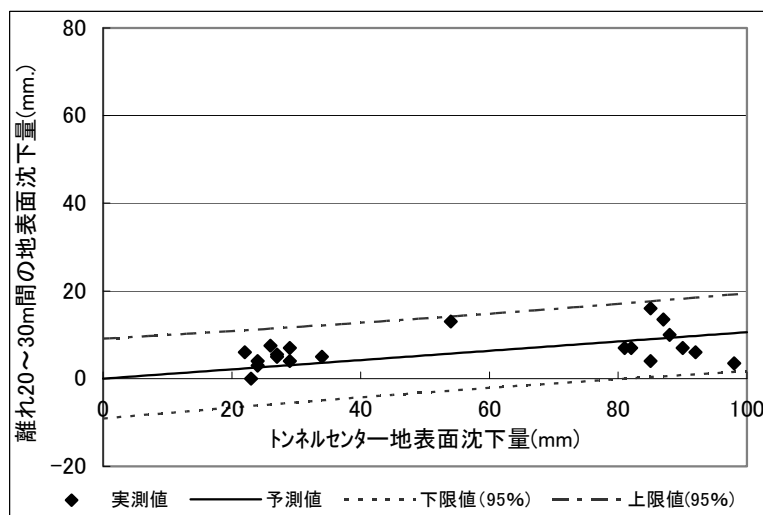
回帰統計	
重相関 R	0.90
重決定 R2	0.81
補正 R2	0.77
標準誤差	9.56
観測数	23

	係数	標準誤差	t	P-値	下限 95%	上限 95%
切片	0					
X 値 1	0.32	0.03	9.71	2.0689E-09	0.25	0.39

図 8-10 トンネルセンターの地表面沈下量と

トンネルセンターからの離隔 10～20m 間における地表面沈下量の回帰分析結果

トンネルセンターからの離れ 20～30m 間の地表面沈下量



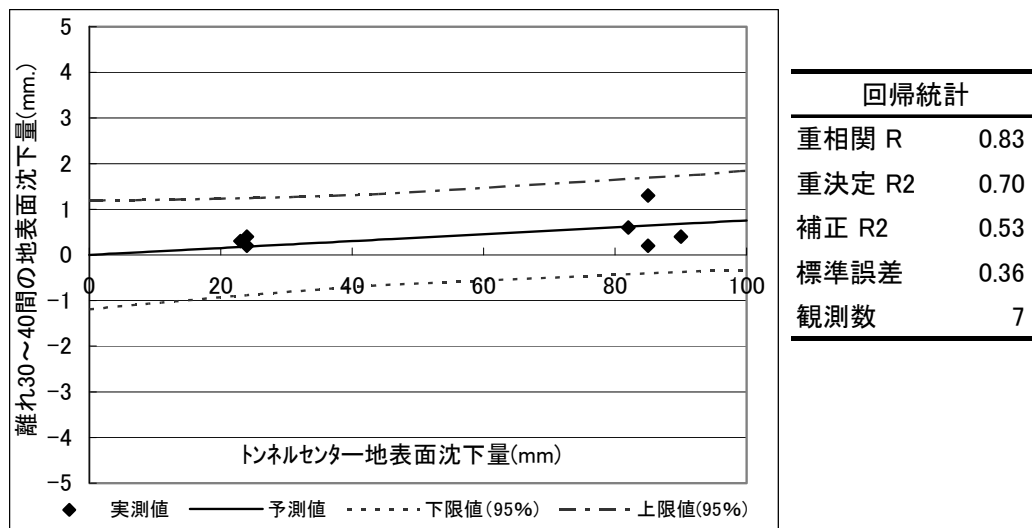
回帰統計	
重相関 R	0.87
重決定 R2	0.75
補正 R2	0.70
標準誤差	3.93
観測数	20

	係数	標準誤差	t	P-値	下限 95%	上限 95%
切片	0					
X 値 1	0.11	0.01	7.59	3.63763E-07	0.08	0.14

図 8-11 トンネルセンターの地表面沈下量と

トンネルセンターからの離隔 20～30m 間における地表面沈下量の回帰分析結果

トンネルセンターからの離れ 30～40m 間の地表面沈下量



	係数	標準誤差	t	P-値	下限 95%	上限 95%
切片	0					
X 値 1	0.0076	0.0020	3.71	0.00997019	0.0026	0.0125

図 8-12 トンネルセンターの地表面沈下量と
トンネルセンターからの離隔 30～40m 間における地表面沈下量の回帰分析結果

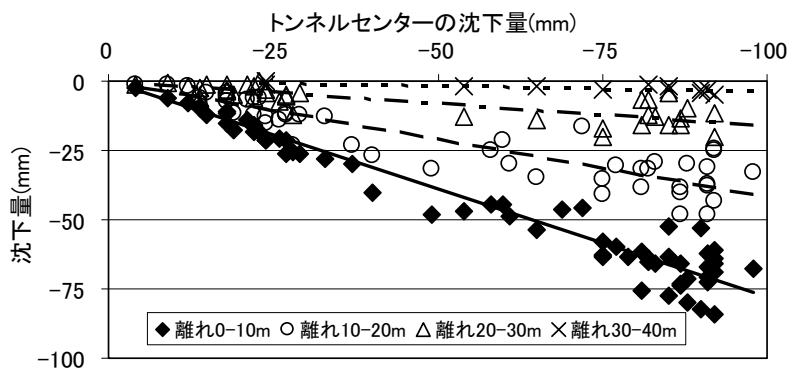


図 8-13 トンネルセンターの地表面沈下量とトンネルセンターからの離隔毎の地表面沈下量

トンネル横断方向の各点の地表面沈下量とトンネルセンターの地表面沈下量との関係は、比例関係があり、一般化すると式(8.11)によって表わされる。

$$\delta_i = \alpha_i \cdot \delta_c \quad (8.11)$$

δ_i : トンネルセンターから i (m) 地点の地表面沈下量

α_i : i 地点の沈下係数

δ_c : トンネルセンターの地表面沈下量

表 8-3 トンネル横断方向の i 地点の沈下係数 (α_i)

トンネルセンター からの離隔	沈下係数 α_i
0～10m	0.78
10～20m	0.32
20～30m	0.11
30～40m	0.078

30m 未満の土被り条件を前提として、トンネルセンターの地表面沈下量とトンネルセンターからの離隔が分かれば、その離隔における地表面沈下量および地表面傾斜角が予測できると言え、トンネルセンターの地表面沈下量の制御により、周辺構造物の影響を制御できる。トンネルセンターの地表面沈下量から横断方向の地表面沈下量を推定可能であることが明らかとなった。

(3) トンネル横断方向の地表面沈下による地表面傾斜角

前項ではトンネルセンターの離隔と地表面沈下の関係が明らかとなったが、これにより、トンネルセンターからの離隔の各地点での地表面傾斜角も計算できること言える。つまり、トンネルセンターの地表面沈下量が計測ないし事前に予測ができれば、横断方向の影響範囲における各地点の地表面の傾斜状況を予測することが可能と言える。

家屋や鉄塔といった保全物件に対しては、沈下量の影響だけではなく、構造物の健全性という観点からは地表面傾斜角が重要な問題となる。トンネルセンターの地表面沈下量から横断方向の地表面沈下量が推定可能なため、その地表面傾斜角も式 (8.12)～式 (8.14) によって一般化することできる。なお、次式における 10 (m) は、実施工において設定した計測地点の間隔を表している。

$$\theta_i = \frac{(\delta_i - \delta_{i+1})}{10} \quad (8.12)$$

$$\theta_i = \frac{\beta_i}{10} \delta_c \quad (8.13)$$

$$\beta_i = \alpha_i - \alpha_{i+1} \quad (8.14)$$

θ_i : トンネルセンターから i (m) 地点の地表面傾斜角 (1/1000 rad.)

δ_i : i 地点の地表面沈下量 (mm)

δ_{i+1} : $i+1$ 地点 (i 点から 10m 離れ) の地表面沈下量 (mm)

β_i : i 地点の傾斜係数

α_i : i 地点の沈下係数

α_{i+1} : $i+1$ 地点 (i 点から 10m 離れ) の沈下係数

δ_c : トンネルセンターの地表面沈下量 (mm)

表 8-4 トンネル横断方向の傾斜係数 β_i

トンネルセンター からの距離	傾斜係数 β_i
0～10m	0.023
10～20m	0.038
20～30m	0.027
30～40m	0.0076

トンネル直上の地表面沈下量と地表面傾斜角の関係を図 8-14 に示した。当該地山の場合、土被り 30m 未満の条件でトンネルセンターからの距離が 10～20m 間において最も地表面傾斜角が大きくなるが分かる。

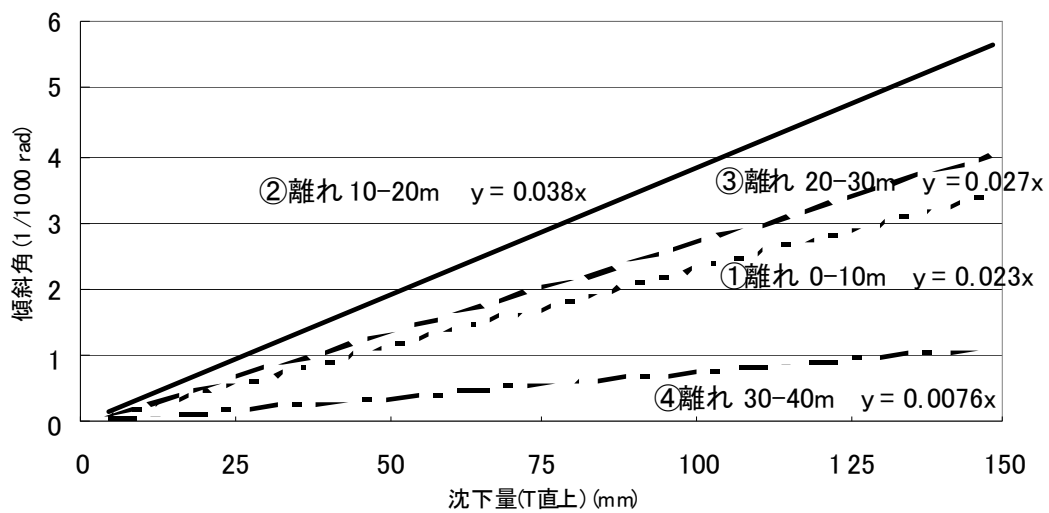


図 8-14 トンネル直上の地表面沈下と地表面傾斜角

8.3.2. トンネル縦断方向の分析

(1) トンネル縦断方向の地表面沈下の影響範囲

横断方向の分析と同様に土被り $H < 30\text{m}$ 区間を対象にトンネル縦断方向の地表面沈下挙動を分析した。図 8-15 に着目点（切羽からの離れ、ゼロ点からの距離）を挟んで上半および下半切羽が 20m 進行することによって生ずる地表面沈下の増加量の縦断方向分布を示す。ここで、地表面沈下抑制のために採用した早期閉合を目的としたショートベンチ工法におけるベンチ長を考慮し、上下半 20m の交互施工を切羽進行の単位とした。

最大地表面沈下量は切羽進行の中間点で生じ、一般的な地山と同様、上半施工段階のものが下半段階より大きい。しかし、当該粘性土では上半施工段階で切羽前方 3.5D、切羽後方 5.5D の範囲で沈下が生じ、下半施工段階では下半切羽前方 5.5D、後方 4.5D の広範囲にわたる影響が生じており、当支保剛性や補助工法の違いによらず、その変形性と影響範囲が大きいことが分かる。

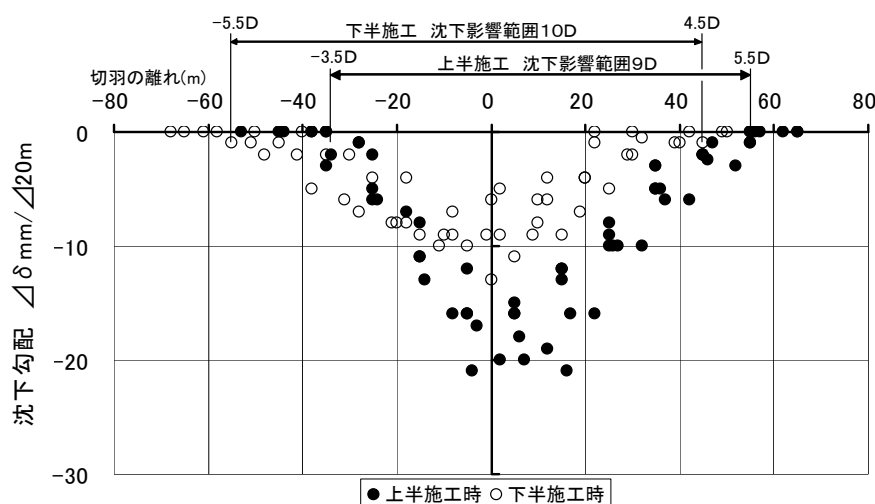


図 8-15 上下半施工時の地表面沈下の縦断方向分布

(2) トンネル縦断方向の地表面沈下量

近接構造物に対する地表面傾斜角の制約はトンネル横断方向ばかりでなく、縦断方向においても同様である。そこで、当該地山の NATM の施工によって得られたデータから切羽位置と縦断方向の地表面沈下の関係を最終地表面沈下量に対する割合で示す（図 8-16）。

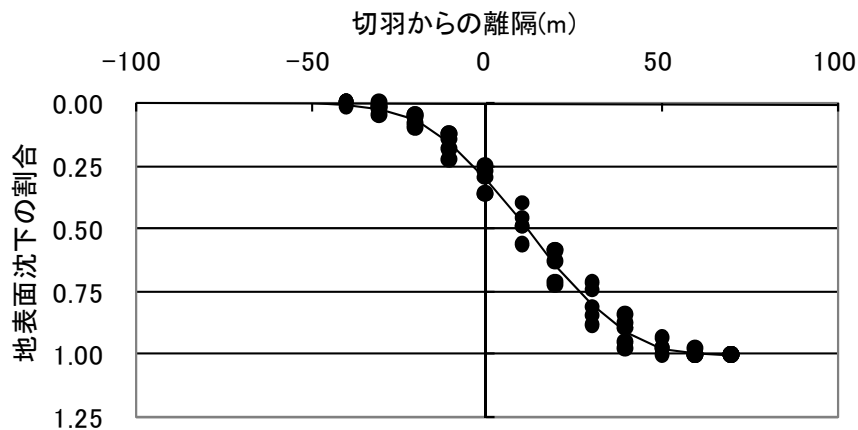


図 8-16 トンネル縦断方向の地表面沈下分布
(最終地表面沈下量に対する各切羽位置の地表面沈下量)

これよりトンネル掘削に伴う地表面沈下はほぼ同一の沈下に対する割合となっており、地表面の縦断方向地表面傾斜角が先行沈下の発生から生じ始め、切羽を通過後、ピークを生じ、その後、緩やかに減少して収束する。これはトンネル縦断方向の沈下と傾斜の特徴的な現象であり、横断方向の傾斜はトンネル通過後にその形状をとどめるが、縦断方向の傾斜はトンネルの進行に応じて変化し、最終的には最大値に比べて小さな値に収束する。従って、縦断方向の最大傾斜は一時的に生じるものとして取り扱えばよいということが明らかとなった。

この沈下の割合が一定であることから、トンネルセンターにおける最終地表面沈下量から、縦断方向に生じる最大地表面傾斜角が推定可能と考えられる。実績データから最終地表面沈下量と縦断方向の最大地表面傾斜角の関係を表すと図 8-17 となり、両者の関係は式(8.15)で示され、地表面沈下量から縦断方向の最大地表面傾斜角の推定が可能であることが分かる。

$$\theta_{lci} = \gamma \cdot \delta_{ci} \quad (8.15)$$

θ_{lci} : i 点の縦断方向の最大地表面傾斜角 (1/1000rad.)

γ : 縦断方向の傾斜係数

δ_{ci} : i 点におけるトンネルセンターの最終地表面沈下量

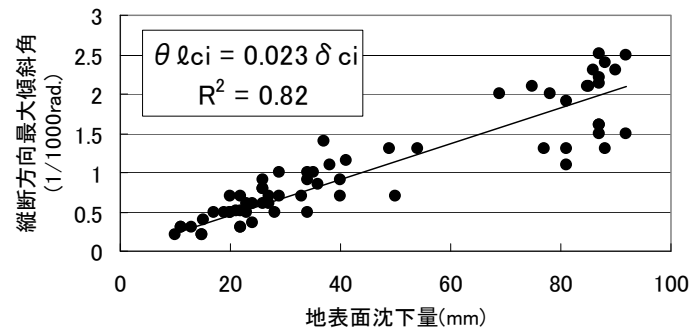


図 8-17 最終地表面沈下量と縦断方向の最大地表面傾斜角の関係

8.4. 結論

現場計測を基に第四紀の地層の中でも変位制御の難しい更新世中期の未固結粘性土を主体とする地山について、都市 NATM の最重要課題である近接構造物への影響に着目し、地表面沈下の計測結果から地山評価を行った。その評価から得られた知見を整理する。

- (1) 第四紀の未固結粘性土地山では、近接構造物への影響の安全性の指標となるトンネル横断方向の地表面傾斜角と地表面沈下量が、これまでのシールドトンネルと同様にトンネルセンターの地表面沈下量により規制される。また、トンネル縦断方向の地表面沈下も、ほぼ同一の沈下傾向で生じており、地表面沈下量から縦断方向の最大地表面傾斜角の推定が可能であることが分った。なお、横断方向の地表面の傾斜は切羽通過後の収束値により、その横断の分布形状を留めるが、縦断方向の傾斜はトンネルの進行に応じて変化し、地表面沈下が収束する前に縦断方向の最大傾斜角を迎え、最終的にはその最大値に比べて小さな値に収束する。
- (2) 横断、縦断の地表面沈下、地表面傾斜の分布はトンネルセンターの地表面沈下量に規制されるが、一方、支保構造、土被り条件等の諸条件に規制されないことが示された。
- (3) トンネル横断方向の地表面沈下と地表面傾斜角は、トンネルセンターの地表面沈下量に規制されるため、近接構造物等に対するトンネル掘削時の管理データとしてトンネル直上の地表面沈下量に着目することが有効である。また、任意位置の地表面沈下量や地表面傾斜角を得ることで、地表面全体の沈下を推定することが可能であることが示された。
- (4) 当該地山における NATM 施工に当たっては、トンネルと近接構造物等との位置

関係（離れ）を明確にし、トンネルセンターの地表面沈下量を管理することで全ての影響（影響の発生時期、地表面沈下量、地表面傾斜角、影響範囲）を予測することが可能であり、少ない管理指標で合理的に影響を予測することが可能であることを示すことができた。また、これにより事前に影響が把握でき、計測の途中段階においても、支保構造等の再検討、見直しを行うことができると言える。

参考文献

- 1) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針，pp. 297，1996. 2
- 2) 足立幸郎，藤井康男，吉村敏志，濱手慎也，川端康夫：NATM 支保工選定の合理化に関する検討，土木学会第 57 回年次学術講演会概要集，VI-178，pp. 355-356，2002. 9
- 3) 山仲俊一朗，谷本親伯，田島裕樹，津坂仁和：南紀地区トンネル最終変位予測方法に関する研究，土木学会第 58 回年次学術講演会概要集，III-031，pp. 61-62，2003. 9
- 4) 谷本親伯，畠昭治郎：原位置岩盤強度とトンネルの支保工規模，第 7 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp. 367-372，1987
- 5) 津坂仁和，谷本親伯，青木俊彦，田島裕樹，川崎了：ひずみ軟化モデルによるトンネル最終変位量の予測に関する研究，土木学会第 57 回年次学術講演会概要集，III-224，pp. 447-448，2002. 9
- 6) 谷本親伯，畠昭治郎：切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念，土木学会論文集第 325 号，pp. 93-106，1982
- 7) 土肥穰，高橋祐治，中島健一：トンネル施工管理（その 1）－最終変位の予測－，第 18 回岩盤力学に関するシンポジウム，pp. 26-29，1986
- 8) 中田雅博，鈴木昌治，古川浩平，中川浩二：NATM 蓄積データに基づく施工時の地山挙動に関する研究，土木学会論文集，No. 567／VI-35，pp. 127-140，1997
- 9) 吉田幸信，安藤幹也，山本雅貴，長谷川修一，鈴木昌治，中川浩二：内空変位計測データに基づく四国地方のトンネルにおける地山挙動特性，土木学会論文集 F，Vol. 62/No. 1，pp. 89-100，2006. 3
- 10) Peck, R.B. : Deep excavations and tunneling in soft ground, proc. 7th ICSMFE, Mexico City, Mexico, pp. 225-290, 1969
- 11) 鉄道総合研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，都市部山岳工法トンネル，pp. 247
- 12) 横山章，高瀬昭雄：土被りの薄い未固結地山におけるトンネル掘削時の地山挙動，土木学会論文集，第 352 号／III-2，1984 年 12 月
- 13) 竹山 喬，葛野恒夫：鉄道シールドにおける地表沈下形状の予測，トンネルと地下，第 14 巻 12 号，1983. 12

第9章 都市 NATM トンネルの地山挙動の評価

前章までに行った地山挙動評価、解析評価、計測評価を受け、実施工における計測結果と解析による予測値及び第8章で示した計測データから作成した回帰式による予測値（以下「計測評価値」）を比較することで第四紀未固結粘性土地山のトンネル地山挙動の評価を行う。

9.1. 未固結粘性土における地山特性と解析手法

（1） 地山挙動評価結果

施工実績がある粘性土地山における NATM トンネルと比較して、第四紀更新世中期の未固結粘性土は大きな地表面沈下が生じており、工学的特性と言える土質試験などから得られる定数に対して、変形性が大きいと考えられる。特にトンネル天端沈下に対して、水平内空変位が大きいことが当該地山の特性として挙げられる。また、土被りが 30m 未満となる場合、トンネル挙動が直接的に地表面沈下に現れ、地表面沈下が相対的に大きくなる変位特性を有している。更に地質不良区間のように構造運動等の影響を受けた場合、地山変位は増大する。

これら変形特性により当該地山を NATM で施工するに当たり、変位を制御することが非常に困難な地山において、安全性、合理性を考慮し、設計・施工を行う必要がある。

（2） 解析評価結果

実施工における汎用性を考慮した第四紀未固結粘性土地山の変位挙動を把握するための簡易な数値解析モデルとして、広範囲にわたる応力変化に対応した変形係数等を取り扱うことができる非線形弾性解析が有効である。しかし、施工実績がある粘性土地山の NATM トンネルと比較して、第四紀更新世未固結粘性土は大きな地表面沈下、水平内空変位が生じており、工学的特性と言える土質試験などから得られる定数に対して、変形性が大きい。特に従来の簡易な解析手法では、水平内空変位を再現できない地質であることが明らかとなった。

また、非線形弾性解析の当粘性土に対する有効性について、計測データを用いた逆解析により当該地山が広範囲にわたって破壊領域を発生していることが明らかとなった。簡易な解析手法においては、非線形弾性解析は、水平方向の変位を十分に再現し得ないという問題は有しているが、都市 NATM で重要な地表面沈下に対して、適合性が一番良

いことが分かった。加えて、補助工法の数値解析においてモデル化の検討を行い、地表面沈下抑制機能を解析的に評価することができることを示した。

(3) 計測評価結果

NATM を採用するに当たり、トンネルと近接構造物等との位置関係（離れ）を明確にし、トンネルセンターの地表面沈下量を管理することで全ての影響（影響の発生時期、地表面沈下量、地表面傾斜角、影響範囲）を予測することが可能であり、少ない管理指標で合理的に影響を予測することが可能であることを示すことができた。また、これにより事前に影響が予測でき、計測の途中段階においても、支保構造等の再検討、見直しを行うことができると言える。

以上の地山特性を基礎として、解析評価と計測評価の結果を受け、補助工法を含めた解析による予測値と計測値との整合性を検証する。

9.2. 非線形弾性解析結果と実測データとの対比

シルト層を主体として上部に南郷層、下部に豊野層から構成される地質において、N値からの推定される土質定数（表 9-1）を用いて非線形弾性による順解析を実施し、地山挙動の再現性を地中変位計による計測結果を含め、実際の計測結果と比較した。加えて、補助工法の適用性についても検証した。

解析は施工手順を考慮したステップ解析とし、解析ステップ及び応力解法率は解析評価に準じる。図 9-1 に当該区間の施工パターンを示す。また、表 9-2 に非線形解析パラメータ、表 9-3 にトンネル構造体の材料の物性値を示す。

表 9-1 地質構成と地山物性値

地層名	土質区分	N値 (平均値)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	初期変形係数 D_0 (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 C (MPa)	初期ポアソン比 ν_0
南郷層	粘土質砂礫	11	1.7	11	10	0.46	0.40
豊野層	シルト(風化帯)	8	1.7	8	10	0.44	0.35
	シルト	22	1.8	22	16	0.50	0.35

表 9-2 非線形解析パラメータ

地層名	弾性限界 R_{EL}	非線形 パラメータ n	破壊時変形 係数 D_f	破壊時ポアソン比 ν_f	引張強度 σ_t
南郷層	1	2	$D_f = 0.1 \times D_0 (\text{kN/m}^2)$	$\nu_f = 0.45$	$\sigma_t = 0.2 \times C (\text{kN/m}^2)$
豊野層	0.3	4	$D_f = 0.1 \times D_0 (\text{kN/m}^2)$	$\nu_f = 0.45$	$\sigma_t = 0.2 \times C (\text{kN/m}^2)$

表 9-3 トンネル構造体の材料の物性値

名 称	仕 様	単位体積重量	弾性係数	断面積	断面二次モーメント	材端条件
		$\gamma (\text{kN/m}^3)$	$E (\text{kN/m}^2)$	$A (\text{m}^2)$	$I (\text{m}^4)$	
吹付けコンクリート	$t=200\text{mm}$	23	3.4×10^8	2.0×10^{-1}	6.7×10^{-4}	ピン結合
鋼製支保工	H-150mm	77	2.0×10^8	4.0×10^{-3}	1.6×10^{-5}	剛結合
合成部材	吹付 + 支保工	23	7.6×10^8	2.0×10^{-1}	7.5×10^{-4}	剛結合
ロックボルト	$\phi 22\text{mm}$	77	2.0×10^8	3.9×10^{-4}	1.0×10^{-8}	梁結合

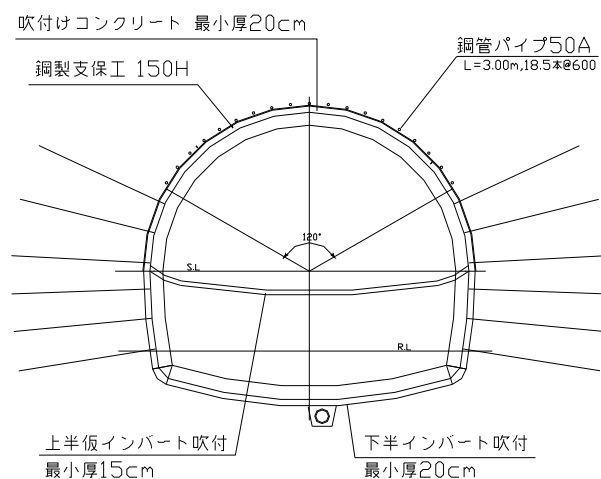


図 9-1 施工パターン図

図 9-2 に地表面沈下量と地中沈下量の解析値と計測データの比較を示す。また、表 9-4 には坑内の天端沈下量、内空変位量の比較を示した。いずれも解析値と計測データは概ね一致し、低強度で変形性の大きな未固結粘性土地山の広範囲にわたる変形の挙動を N 値に基づく土質定数の設定を含め、非線形弾性解析によって比較的よく再現できていることが分かる。

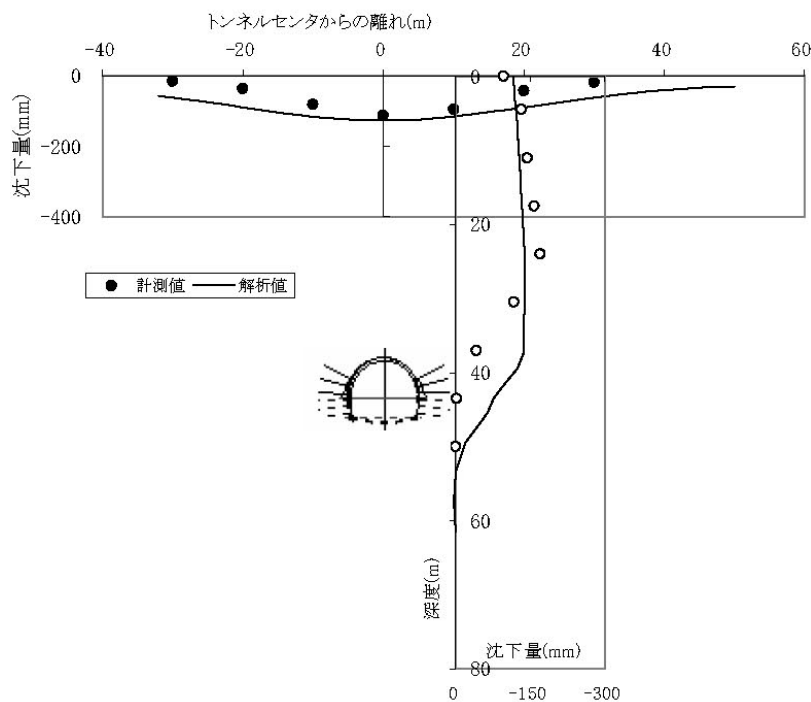


図 9-2 解析結果と計測結果の対比（沈下量）

表 9-4 解析結果と計測結果の対比（坑内変位置）

	解析値	計測値
天端沈下	-290mm	-230mm
内空変位	-140mm	-130mm

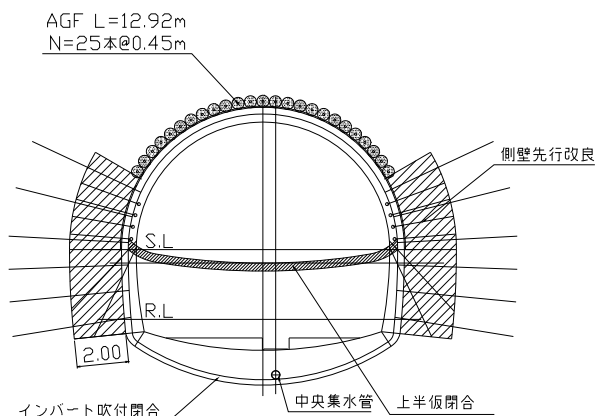
9.3. 補助工法を含めた非線形弾性解析結果と計測評価値及び計測値との対比

補助工法を含めた非線形弾性解析による予測値、計測評価において一般化した予測値（式(10.1)および式(10.2)による予測値）（以下「計測評価値」と呼ぶ）と実際の計測値を比較する。

まず、非線形弾性解析の解析値について、基本工法である TYPE-1 のトンネルセンターの最終地表面沈下量が 68mm と予測され、AGF を併用する TYPE-2 で 67mm、さらに側壁先行改良を付加する TYPE-3 でも 51mm と近接構造物等に対して設定した管理値 50mm を超過することが予測された。これより、インバート形状を円形に近づけて吹付け閉合を実施する TYPE-4 によってのみ、管理値未満の 46mm の沈下量に抑制でき、合わせてトンネル横断方向の最大傾斜角は、設定した管理値 3.0/1000rad に対し、1.46/1000rad と予測され、TYPE-4 による施工を実施することとした。

表 9-5 解析結果と計測結果の対比(補助工法の検証)

	トンネル直上の 地表面沈下量(mm)
TYPE-1	68
TYPE-2	67
TYPE-3	51
TYPE-4	46



- TYPE-1 : 基本工法（上半仮閉合）
 TYPE-2 : 基本工法＋AGF
 TYPE-3 : 基本工法＋AGF＋側壁先行改良
 TYPE-4 : 基本工法＋AGF＋側壁先行改良＋インバート吹付閉合

図 9-3 主要補助工法と支保構造のモデル図

以上の予測値を基本に横断方向の沈下量分布と傾斜分布について、計測値と解析値及び計測評価値を比較した。計測評価値はトンネルセンターの沈下量によって、任意の点の地表面沈下量及び傾斜角を予測できる式であり、計測評価において一般化された式である。式（8.1）、（8.2）を以下に再掲する。

$$\delta_x = \exp(-\alpha X^2) \quad (8.1)$$

δ_x : トンネルセンターの沈下量に対する離隔Xにおける沈下量の割合

X : トンネルセンターからの離隔 (m)

α : 地質等に関わる回帰定数（当該地山；0.0021）

$$\theta_x = \left| -2\alpha X \cdot \exp(-\alpha X^2) \right| \quad (8.2)$$

θ_x : トンネルセンターの沈下量に対する離隔Xにおける傾斜角の割合
 (1/1000rad/mm)

- X : トンネルセンターからの離隔 (m)
 α : 地質等に関わる回帰定数 (当該地山 ; 0.0021)

表 9-6、図 9-4 にトンネル横断方向の地表面沈下量の分布について、また、同様に地表面の傾斜角分布の比較を表 9-7、図 9-5 に示す。

地表面沈下について、計測値はトンネルセンター付近においては、解析値及び計測評価値と合致しているが、トンネルセンターから離れる程、計測値の方が若干大きくなる傾向にある。

一方、地表面の傾斜角については、トンネルセンターに近い位置では、計測評価値が大きくなる傾向にあり、トンネルセンターから離れる程、計測値、解析値、計測評価値の適合度が増す。また、最大傾斜値が発生する位置は、どの値も同じ位置となっており。

しかし、若干の違いはあるが、沈下傾向として、粘性土地山における地表面沈下分布および傾斜角は当解析手法および計測評価値によって概ね再現できることが確認できる。また、影響範囲についても同様に再現できていると言える。

表 9-6 補助工法を考慮した地表面沈下の比較

トンネルセンターからの距離(m)	計測結果 (mm)	解析値 (mm)	計測評価値 (mm)
0	49	46	49
5	-	44	46
10	42	38	40
15	-	31	31
20	30	23	21
25	-	17	13
30	17	13	7
35	-	9	4
40	-	7	2
45	-	6	1
50	-	6	0

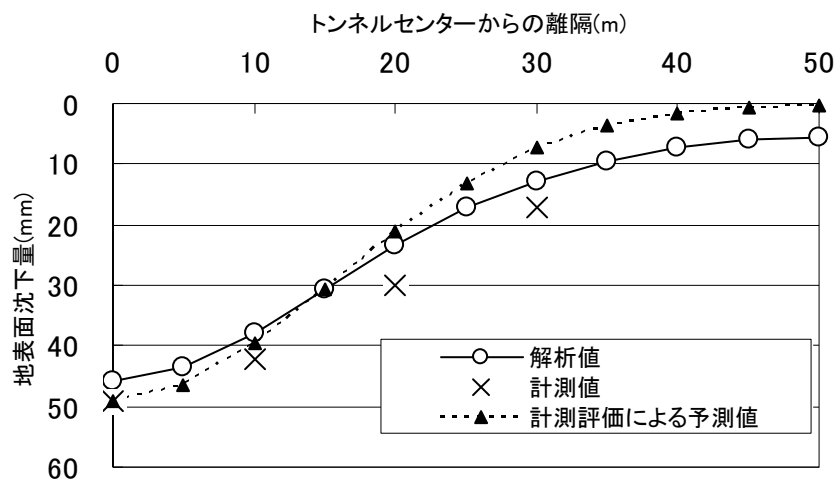


図 9-4 補助工法を考慮した地表面沈下の比較

表 9-7 補助工法を考慮した地表面傾斜角の比較

トンネルセンターからの距離(m)	計測結果 (1/1000rad)	解析値 (1/1000rad)	計測評価値 (1/1000rad)
5	0.67	0.44	0.98
15	1.23	1.46	1.92
25	1.30	1.22	1.38
35	-	0.66	0.55
45	-	0.26	0.13

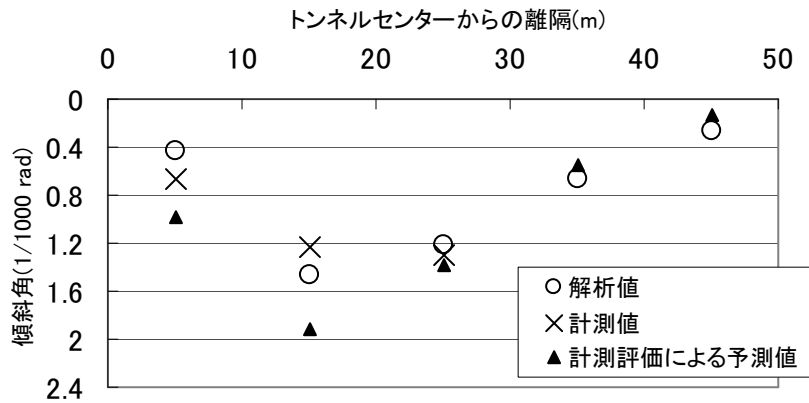


図 9-5 補助工法を考慮した地表面傾斜角の比較

9.4. 結論

都市 NATM において、計測管理上、重要な指標である地表面沈下量について、数値解析による予測値（解析値）、計測データから作成した回帰式による計測評価値、そして、計測地点にて計測された実測値（計測値）を比較した結果は概ね一致している。

計測評価で示したように、トンネル掘削の影響範囲は地質によって決まり、その影響量は、トンネルセンターの地表面沈下量で決定される。つまり、地表面沈下量の収束の有無に関わらず、その量が特定できれば、掘削途中段階においても、その段階における影響量と影響範囲を予測することが可能である。

この特性を利用し、切羽と任意の地表面沈下計測地点との水平距離、及び、その地点における地表面沈下量が把握できれば、数値解析による最終地表面沈下予測値と組み合わせて、他の任意の地点の地表面沈下量について、施工途中段階及び収束値を予測することができる。

また、計測管理として、任意の点に管理値を設定し、この地点を計測管理することで、周辺の地表面沈下の状況を全て予測することが可能であり、少ない計測地点による施工管理が可能である。

第 10 章 第四紀未固結粘性土地山における都市 NATM トンネルの合理的な設計・施工管理手法の提案

NATM は計測結果をトンネルの設計および施工管理にフィードバックさせることができる点で優れた工法であり、最大の特徴の一つと言える。トンネル挙動、地山変位等の計測や切羽状況等の目視による観測を行いながら、掘削を行うことで、連続的に構造体の変更を行うことができ、シールドと比較して合理的な支保構造（構造体）を形成することが可能である。

また、シールド工法の施工領域と位置付けられることが多い都市及び都市近郊における第四紀更新世中期以降の未固結粘性土地山に対して、都市 NATM の最重要課題である近接構造物への影響という観点からトンネル掘削の影響をできるだけ早期に把握し、地山特性を考慮した地山の挙動を早期に予測し、掘削管理へフィードバックすることは重要である。そして、近接構造物への適正な計測管理値の設定が必要であり、その計測管理値に対して適正な支保を選択（構造体の構築）していくことが重要となる。

しかし、第 8 章で整理した既往の研究事例より、都市 NATM における既往の設計、施工管理は、基本設計から実際の施工、計測管理、修正設計、追加対策工、トンネルの挙動、地表面最終沈下の予測、近接構造物への影響等、それぞれが個別に検討されることが多く、一連のシステムとして機能しているとは言い難い。

加えて、地山や近接構造物への影響を考慮し、支保構造や補助工法、また、施工管理等について、NATM において適切な選択を成し得なかった場合、設計、施工の確実度を考慮すれば、結果的にシールド工法が有利な工法となってしまう可能性もある。

これらを踏まえ、本章では地山の变形特性等の地質評価、解析評価、計測評価を通じて、実証的に得られた分析、検証結果を基に、市街地において NATM とシールド工法の選択をする上で重要となる近接構造物への影響低減を目的として、これらを有機的に組み合わせ、計測、検討、判断、フィードバックという一連の施工過程における合理的な設計、施工の管理手法の確立を行う。

なお、当該地山では第 4 章で示したように NATM による施工では、変形性が大きいことが明らかであり、変位を完全に制御するには過大な補助工法等が必要となる可能性があり、経済性、合理性を考慮し、変位を一定量許容せざるを得ない状況下における合理的な設計・施工管理手法を新たに提案する。

10.1. 未固結粘性土地山の近接構造物に対する計測管理値の設定

NATM によるトンネルの合理的な設計・施工を行うためには、地山条件や施工条件に応じて重点的に管理する観察・計測項目を選定し、その結果を定量的に評価するための判断基準として管理基準値を設け、施工の安全性や設計の妥当性の評価を迅速に行い、適宜、設計の修正や対策工の実施判断をしなければならない。

管理基準値を設ける計測項目としては、各種変位量や各種支保応力等があるが、応力については、地山応力（地圧、外力）に対する地山と支保が受け持つ応力分配の割合が定式化されておらず、そのメカニズムも明らかではない。また、簡易に計測することが難しいため、これを管理基準とすることは施工管理上、現実的ではない。このため、外力に対する応答として現れる内空変位・天端沈下、地表面沈下を用いて管理することが一般的である。

計測結果を管理基準値等に基づいて評価し、設計・施工へ反映させる上で重要なことは、できるだけ早期の段階で危険な状態の発生を予測し、危険な状態に至る前に適切な対処を行うことである。そのため、実際の計測結果に基づき施工途中段階で最終変位量を予測する方法が用いられており、計測管理値の設定も非常に重要な要因と言える。また、当該地山の変位特性より、変位を一定量許容せざるを得ないため、掘削前に設定する計測管理値が近接構造物等の健全性確保のために更に非常な意味を持つ。

10.1.1. 近接構造物の挙動と計測管理値の設定方法

（１）未固結粘性土地山における近接構造物の挙動

未固結粘性土の土被り高さ 20m から 50m の丘陵地で木造家屋の密集地を NATM によって施工した際、家屋の沈下量（家屋毎に複数ある計測点の最大値を代表値とした。）と傾斜角を測定した。図 10-1 にトンネルセンターからの離れをパラメータとした家屋の沈下量と傾斜角の関係を示す。また、図 10-2 に、その際に生じた土間コンクリートのひび割れや建物のゆがみ等の不具合の発生の有無を整理して示す。

トンネルセンターからの離れが大きくなるほど、地表面沈下量、傾斜角は小さくなる傾向が明らかであり、計測評価における傾向と一致している。しかし、当該区間での不具合が発生しない限界値として、沈下量 72mm、傾斜角 4.4/1000rad が得られ、一方、不具合が発生した最小値として、沈下量 16mm、傾斜角 0.98/1000rad となっており、家屋の不具合についてはトンネルからの離れ、沈下量、傾斜角によらず発生している。

これらから、家屋の築年数や基礎の構造あるいは急崖地等の立地によって不具合発生

の状況が異なると考えられる。従って団地などのように広域に近接構造物が存在する場合は、事前の綿密な家屋調査を実施し、個々の状況を把握とその構造物の状況に見合った管理値を設定し、施工することが必要と考えられる。

その他にも道路や鉄道などの近接構造物も都市 NATM 施工による影響を十分に把握する必要がある、近接構造物の基礎構造や健全度の指標を考慮してモニタリングしていく必要がある。

一方で、トンネルの施工管理上、個別の構造物毎に管理値を設定し、構造物を管理することは施工管理が複雑となり、判断かつ対応が困難ないし遅延の可能性が高くなると考えられる。そこで地域全体をマクロに捉え、その地域の代表的な構造物に対する標準的な計測管理値を設定し、管理することが現実的な対応と考えられる。

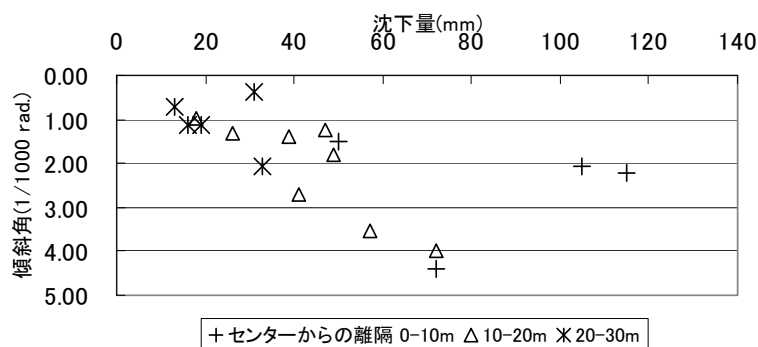


図 10-1 家屋の沈下量と傾斜角

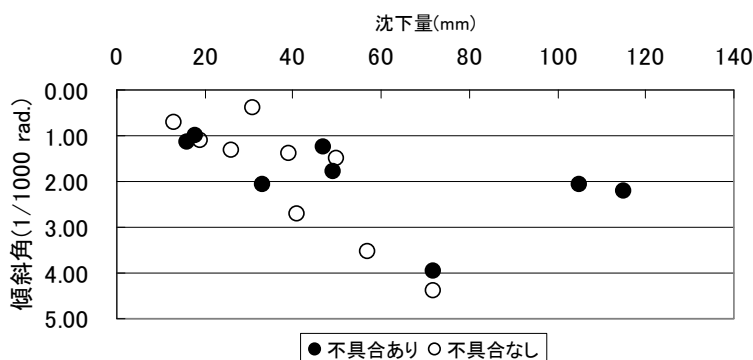


図 10-2 家屋の不具合発生状況

(2) 未固結粘性土地山における近接構造物の計測管理値

市街地においては、支持層に達する杭基礎構造のコンクリート構造物等に対し、一般的な木造家屋は杭などを介した支持層により構造物を支持する構造となっていない

め、地盤の沈下や傾斜に敏感に応答し、変位を起こす可能性は高く、他の構造物と比較して被害が顕在化しやすいと考えられる。そこで木造家屋に着目し、計測管理値を設定することとした。

芳賀によると¹⁾家屋の傾斜角については3/1000radが機能上の被害発生を目安になると考えられる。また、沈下量の絶対値については日本建築学会の「建築基礎構造設計指針 2001 年改定版」²⁾ がひとつの目安となり、圧密粘土層を対象とした場合、50mm が基準とされている。従って、市街地で一番被害が顕在化しやすい木造家屋の被害を考慮し、傾斜角 3/1000rad と沈下量 50mm が管理上の敷居値になると考えられる。この場合、トンネル横断方向と縦断方向の位置関係で、家屋に生じる傾斜角と沈下量が異なるため、トンネル掘削による影響を検討する場合、家屋とトンネルの位置関係に留意する必要がある。

表 10-1 建物傾斜と障害の程度（木造家屋）¹⁾

	傾斜角 rad	状況
初期	1/1000	モルタル外壁、コンクリート、犬走りに亀裂
第1期	3/1000	床の不陸 土間コンクリートに亀裂
第2期	5/1000	窓等に隙間 壁に亀裂
第3期	10/1000	柱が傾く 床の傾斜大
第4期	15/1000	倒壊の危険 生理的限界

表 10-2 建築基礎構造設計指針（構造別沈下量、傾斜角（変型角）：網掛部）²⁾

構造別の限界変形角の例

支持基盤	構造種別＊	基礎形式	下限変型角 ×10 ⁻³ rad	上限変型角 ×10-3rad
圧密層	鉄筋コンクリート造	独立、布、べた	0.7	1.5
	壁式鉄筋コンクリート造	布	0.8	1.8
	コンクリートブロック造	布	0.3	1.0
	木 造	布	1.0	2.0～3.0
風化花崗岩 (まき土)	鉄筋コンクリート造	独立	0.6	1.4
	壁式鉄筋コンクリート造	布	0.7	1.7
砂層	鉄筋コンクリート造	独立、布、べた	0.5	1.0
	壁式鉄筋コンクリート造	布	0.3	1.0
洪積粘性質土	鉄筋コンクリート造	独立	0.5	1.0
すべての地盤	鉄骨造	独立、布 (非たわみ性仕上げ)	2.0	3.5

(注)

下限変形角：亀裂の発生する区間数が発生しない区間数を超える変形角のことで、亀裂発生確率が50%を超える変形角または亀裂発生区間累加数が30%を超える変形角のこと

上限変形角：ほとんど亀裂の出る変形角、亀裂発生区間累加数が70%を超える変形角のこと

構造別の相対沈下量の限界値の例

支持基盤	構造種別	コンクリートブロック造 (cm)	鉄筋コンクリート造(cm)		
			壁式鉄筋コンクリート造(cm)		
圧密層	基礎形式	布	独立	布	べた
	標準値	1.0	1.5	2.0	2.0～3.0
	最大値	2.0	3.0	4.0	4.0～6.0
風化花崗岩 (まき土)	標準値	—	1.0	1.2	—
	最大値	—	2.0	2.4	—
砂層	標準値	0.5	0.8	—	—
	最大値	1.0	1.5	—	—
洪積粘性土	標準値	—	0.7	—	—
	最大値	—	1.5	—	—
すべての地盤	構造種別	仕 上 材		標準値	最大値
	鉄骨造	非たわみ性仕上げ		1.5	3.0
	木 造	非たわみ性仕上げ		0.5	1.0

構造別の総沈下量の限界値の例

支持基盤	構造種別	コンクリートブロック造 (cm)	鉄筋コンクリート造(cm)		
			壁式鉄筋コンクリート造(cm)		
圧密層	基礎形式	布	独立	布	べた
	標準値	2	5	10	10～(15)
	最大値	4	10	20	20～(30)
風化花崗岩 (まき土)	標準値	—	1.5	1.2	—
	最大値	—	2.5	2.4	—
砂層	標準値	1.0	2.0	—	—
	最大値	2.0	3.5	—	—
洪積粘性土	標準値	—	1.5～2.5	—	—
	最大値	—	2.0～4.0	—	—
圧密沈下	構造種別	基礎形式		標準値	最大値
	木 造	布		2.5	5.0
		べた		2.5～ (5.0)	5.0～ (10.0)
即時沈下	木 造	布		1.5	2.5

(注)

圧密層については圧密終了時の沈下量（建物の剛性無視の計算値）、そのほかについては即時沈下量（ ）は2重スラブなど十分剛性の大きい場合、

木造の全体の傾斜角は標準で1/1000rad、最大で2/1000～ (3/1000) rad以下

10.1.2. 未固結粘性土地山における管理値の実務的な設定方法

第8章において、第四紀更新世中期以降の未固結粘性土である当該地山はトンネルセンターの地表面沈下量を把握できれば、影響範囲、任意の点の地表面沈下量、地表面傾斜角を推定できることを示した。つまり、トンネルセンターの地表面沈下量を管理すれば、計測管理の対象となる近接構造物の影響を推定することが可能であると言える。

(1) トンネル横断方向の管理値

トンネル横断方向の地表面沈下と傾斜角は、トンネルセンターの地表面沈下量に規制されるため、家屋等の保全物件に対するトンネル掘削時の管理データとしてトンネル直上の地表面沈下量に着目することが合理的である。つまり、家屋等の保全物件の安全性を確保するためには、トンネル直上の地表面沈下量を一定の値以下に管理すれば良いことになる。式(8.1)、(8.2)を以下に再掲する。ここで当該地山の地質等に関わる回帰定数 α は0.0021である。

$$\delta_x = \exp(-\alpha X^2) \quad (8.1)$$

δ_x : トンネルセンターの地表面沈下量に対する離隔Xにおける地表面沈下の割合 ($\delta_x = \delta_{x1} / \delta_{o1}$)

δ_{o1} : トンネルセンターの地表面沈下量 (mm)

δ_{x1} : トンネルセンターからの距離X (m)における地表面沈下量

X : トンネルセンターからの離隔 (m)

α : 地質等に関わる回帰係数

$$\theta_x = |-2\alpha X \cdot \exp(-\alpha X^2)| \quad (8.2)$$

θ_x : トンネルセンターの地表面沈下量に対する離隔Xにおける地表面傾斜角 (1/1000rad/mm) ($\theta_x = \theta_{x2} / \delta_{o2}$)

δ_{o2} : トンネルセンターの地表面沈下量 (mm)

θ_{x2} : トンネルセンターからの距離X (m)における地表面傾斜角

X : トンネルセンターからの離隔 (m)

α : 地質等に関わる回帰係数

式(8.1)より、トンネルセンターより距離X (m)の地点の地表面沈下量の管理値を

δ_{cX1} とするとトンネルセンターの地表面沈下量の管理値 δ_{co1} は式(10.1) で表される。
また、式(8.2) より、地表面傾斜角についても同様にトンネルセンターより距離 X (m) の地点の地表面傾斜角の管理値を θ_{cX2} とするとトンネルセンターの地表面沈下量の管理値 δ_{co2} は式(10.2) で表される。

$$\delta_{co1} = \delta_{cX1} / \exp(-\alpha X^2) \quad (8.1)$$

δ_X : トンネルセンターの地表面沈下量に対する離隔 X における地表面沈下量の割合 ($\delta_X = \delta_{cX1} / \delta_{co1}$)

δ_{co1} : トンネルセンターの地表面沈下量の管理値 (mm)

δ_{cX1} : トンネルセンターからの距離 X (m) における地表面沈下量の管理値

X : トンネルセンターからの離隔 (m)

α : 地質等に関わる回帰定数

$$\delta_{co2} = \theta_{cX2} / \left| -2\alpha X \cdot \exp(-\alpha X^2) \right| \quad (8.2)$$

θ_X : トンネルセンターの地表面沈下量に対する離隔 X における傾斜角 (1/1000rad/mm) ($\theta_X = \theta_{cX2} / \delta_{co2}$)

δ_{co2} : トンネルセンターの地表面沈下量の管理値 (mm)

θ_{cX2} : トンネルセンターからの距離 X (m) における地表面の傾斜角の管理値 (1/1000rad)

X : トンネルセンターからの離隔 (m)

α : 地質等に関わる回帰定数

以上より、近接構造物毎において定められる δ_{cX1} 、 θ_{cX2} からトンネルセンターの地表面沈下量の管理値 δ_{co1} 、 δ_{co2} を算出し、計測管理を実施することでトンネル掘削を一元的に施工管理することができる。また、図 10.1 より影響範囲が概ねトンネルセンターから 50m の範囲であることが示されており、式(8.1) (8.2)、また(10.1) (10.2) により定式化することで影響範囲や影響の度合いを算出できると言え、施工上、事前に計測すべき範囲、箇所も特定することができ、施工管理を一元化することができる。

なお、前節で示した一般的な木造家屋での $\delta_{cX1}=50$ (mm)、 $\theta_{cX2}=3$ (1/1000rad) を管理値とすれば、計測管理の対象とする木造家屋のトンネルセンターからの距離 X (m) を与えれば、トンネルセンターの地表面沈下量の管理値が算出できる。第 8 章において示したように、 $X=15.4$ m にて地表面傾斜角が最大となる場合について、式(10.1) と(10.2)に代入し、 $\delta_{cX(=15.4m)1}$ 、 $\theta_{cX(=15.4m)2}$ を計算すると以下ようになる。 $\delta_{cX1}=50$ (mm)、

及び、 $\theta_{cx2}=3$ (1/1000rad) の管理値を比較すると、地表面傾斜角によって決定される地表面沈下量の管理値がトンネルセンターの地表面沈下量として厳しい管理値となる。

$$\begin{aligned}\delta_{co1}(X=15.4m) &= \delta_{cX(=15.4m)1} / \exp(-\alpha X^2) \\ &= 50 / \exp(-0.0021 \times 15.4 \times 15.4) \\ &\doteq 82 \text{ (mm)}\end{aligned}\quad (10.3)$$

$$\begin{aligned}\delta_{co2}(X=15.4m) &= \theta_{cX(=15.4m)2} / \left| -2\alpha X \cdot \exp(-\alpha X^2) \right| \\ &= 3 / \left| -2 \times 0.0021 \times 15.4 \times \exp(-0.0021 \times 15.4 \times 15.4) \right| \\ &\doteq 76 \text{ (mm)}\end{aligned}\quad (10.4)$$

(2) トンネル縦断方向の管理値

第8章で示したように横断方向の地表面沈下量、地表面傾斜角と同様に、縦断方向についても、トンネルセンターの切羽位置と地表面沈下量の関係より、縦断方向の最大傾斜角の推定が可能であり、切羽が着目点に到着する以前に、着目点の地表面沈下量と地表面傾斜角を推定することが可能である(式(8.6)、(8.7)を以下に再掲)。このため、トンネル直上の地表面沈下量が掘削時の管理データとして有用である。地表面沈下量はトンネル通過後、当該地山では式(8.3)及び図10-5で示したように切羽通過後概ね60mで地表面沈下量は最大値にて収束する。しかし、切羽通過後の収束した段階で、近接構造物への影響を把握しても、手遅れとなる可能性がある。そこで式(8.3)、(8.4)により切羽が対象となる構造物へ到達する前に計測管理の対象となる近接構造物に対して、切羽の距離と切羽位置における地表面沈下量から、近接構造物への影響を事前に予測することが出来る。

$$\delta_{\ell Y} = \exp \{ -\beta \cdot (Y - Y_0) \} \quad (8.6)$$

$$\delta_{\ell Y} : \delta_{\ell Y} = \delta_{\ell Y3} / \delta_{\ell o3}$$

$\delta_{\ell o3}$: 計測地点におけるトンネルセンターの最終地表面沈下量 (mm)

$\delta_{\ell Y3}$: 計測地点における計測地点からの距離 Y (m) 掘削時のトンネルセンターの地表面沈下量

Y : 計測地点からの切羽の距離 (m)

Y_0 : 計測地点の切羽が通過してから地表面沈下が収束するまでの切羽進行距離 (m)

β : 地質等に関わる回帰係数

$$\theta_{\ell Y} = \left| -2\beta (Y - Y_0) \cdot \exp \{ -\beta (Y - Y_0)^2 \} \right| \quad (8.7)$$

$$\theta_{\ell Y} : \theta_{\ell Y} = \theta_{\ell Y3} / \delta_{\ell o3} \quad (1/1000\text{rad/mm})$$

$$\delta_{\ell o3} : \text{計測地点におけるトンネルセンターの最終地表面沈下量 (mm)}$$

$$\theta_{\ell Y3} : \text{計測地点における計測地点からの距離 } Y \text{ (m) 掘削時のトンネルセンターの地表面傾斜角 (1/1000rad)}$$

$$Y : \text{計測地点からの切羽の距離 (m)}$$

$$Y_0 : \text{計測地点の切羽が通過してから地表面沈下が収束するまでの切羽進行距離 (m)}$$

$$\beta : \text{地質等に関わる回帰係数}$$

トンネルセンターにおける切羽と縦断方向の地表面沈下量の関係は式(8.6)より表すことができ、切羽直上の地表面沈下量 $\delta_{\ell o3}$ により、計測地点から切羽までの距離 Y (m) の最終地表面沈下量 $\delta_{\ell Y3}$ は式(10.5)により表される。また、同様に式(10.6)を用いて、切羽直上の地表面沈下量 $\delta_{\ell o4}$ により、切羽から先方 Y (m) の最終地表面傾斜角 $\theta_{\ell Y4}$ は式(10.6)により予測することができる。つまり、近接構造物へ影響を抑止するために設定する計測管理値（地表面沈下量、地表面傾斜角）に対し、切羽と近接構造物との距離とその地点での管理値として地表面沈下量を計算することが可能であり、掘削途中段階にて、事前に影響を予測し、早期に対応を図ることができる。

$$\delta_{\ell Y3} = \delta_{\ell o3} \times \exp \{ -\beta \cdot (Y - Y_0) \} \quad (10.5)$$

$$\delta_{\ell Y} : \delta_{\ell Y} = \delta_{\ell Y3} / \delta_{\ell o3}$$

$$\delta_{\ell o3} : \text{計測地点におけるトンネルセンターの最終地表面沈下量 (mm) の管理値 (mm)}$$

$$\delta_{\ell Y3} : \text{計測地点における計測地点からの距離 } Y \text{ (m) 掘削時のトンネルセンターの地表面沈下量の管理値 (mm)}$$

$$Y_0 : \text{計測地点の切羽が通過してから地表面沈下が収束するまでの切羽進行距離 (m)}$$

$$\beta : \text{地質等に関わる回帰係数}$$

$$\theta_{\ell Y4} = \delta_{\ell o4} \times \left| -2\beta (Y - Y_0) \cdot \exp \{ -\beta (Y - Y_0)^2 \} \right| \quad (10.6)$$

$$\theta_{\ell Y} : \theta_{\ell Y} = \theta_{\ell Y4} / \delta_{\ell o4} \quad (1/1000\text{rad/mm})$$

$$\delta_{\ell o4} : \text{計測地点におけるトンネルセンターの最終地表面沈下量の管理値 (mm)}$$

- $\theta_{c\ell X4}$: 計測地点における計測地点からの距離 Y (m) 掘削時のトンネルセンターの地表面傾斜角の管理値 (1/1000rad)
- Y_0 : 計測地点の切羽が通過してから地表面沈下が収束するまでの切羽進行距離 (m)
- β : 地質等に関わる回帰係数

(3) 切羽直上の地表面沈下量と最終地表面沈下量・傾斜角との関係

トンネル横断方向の地表面沈下量、地表面傾斜角に係る式(10.1)、(10.2)及び縦断方向の地表面沈下量、地表面傾斜角に係る式(10.5)、(10.6)について、互いの関係を整理する。

式(10.5)より、計測地点からの切羽位置 ($Y=Y'$ m) 掘削時の計測地点の地表面沈下量 $\delta_{c\ell o}$ が計測できれば、その地点の最終的な地表面沈下量 $\delta_{c\ell Y}$ を予測することができる。この縦断方向の切羽進行に伴う地表面沈下量から予測できる最終地表面沈下量 $\delta_{c\ell Y}$ により、式(10.1)を用いて、この地点における横断方向の任意の点の最終地表面沈下量を予測することができる。

$$\delta_{c\ell Y} = \delta_{c\ell o} \times \exp \{ -\beta \cdot (Y' - Y_0) \} \quad (10.7)$$

$$\begin{aligned} \delta_{cX} &= \delta_{c\ell Y} / \exp (-\alpha X^2) \\ &= \delta_{c\ell o} \times \exp \{ -\beta \cdot (Y' - Y_0) \} / \exp (-\alpha X^2) \end{aligned} \quad (10.8)$$

同様に地表面傾斜角についても、式(10.2)、(10.6)、(10.7)、(10.8)より、計測地点からの切羽位置 ($Y=Y'$ m) 掘削時の計測地点の地表面沈下量 $\delta_{c\ell o}$ が計測できれば、最終地表面傾斜角 $\theta_{c\ell Y}$ を、また、計測地点を中心とした横断方向の最終地表面傾斜角 θ_{cX} を予測することができる。

$$\begin{aligned} \theta_{c\ell Y} &= \delta_{cX} \times | -2\beta (Y' - Y_0) \cdot \exp \{ -\beta (Y' - Y_0)^2 \} | \\ &= \delta_{c\ell o} \times \exp \{ -\beta \cdot (Y' - Y_0) \} / \exp (-\alpha X^2) \\ &\quad \times | -2\beta \cdot Y_0 \cdot \exp (\beta \cdot Y_0^2) | \end{aligned} \quad (10.9)$$

$$\begin{aligned} \theta_{cX} &= \delta_{c\ell Y} / | -2\alpha X \cdot \exp (-\alpha X^2) | \\ &= \delta_{c\ell o} \times \exp \{ -\beta \cdot (Y' - Y_0) \} / | -2\alpha X \cdot \exp (-\alpha X^2) | \end{aligned} \quad (10.10)$$

式(10.7)～(10.10)より、切羽位置と計測地点の地表面沈下量の関係を観測することで、縦断方向の計測対象とする地点における最終的な地表面沈下量・地表面傾斜角を予測することができる。この最終地表面沈下量が予測できれば、横断方向の最終地表面沈下量・地表面傾斜角についても算出することができる。

10.2. 未固結粘性土地山のNATMにおける実用的な計測管理手法の構築

第四紀更新世中期以降の未固結粘性土においては、トンネルセンターの地表面沈下量を管理値とすることで、家屋等の近接構造物への影響を考慮した計測管理を行うことができることを示した。これを受け、トンネルセンターの地表面沈下量に着目し、合理的な計測管理手法を構築する。

NATMの地表面沈下量の予測方法として、第8章の既往の研究で示したように初期変位速度や変位の収束距離などに着目したものが多いが、上半掘削、下半掘削、インバート施工といった施工過程を考慮した予測方法は構築されていない。そこで計測データの分析から得られた施工手順に応じた上半、下半およびインバート施工段階の地表面沈下勾配から、所定の区間の施工過程を考慮した沈下量変化を予測する手法を構築した。これによって、ベンチ長の変更やインバート閉合時期の調整、補助工法に追加といった地表面沈下抑制のための対策を反映した地表面沈下量の変化に対する予測が可能となり、実用的な計測管理を行うことができる。

10.2.1. トンネルセンターの地表面沈下挙動

前節で示したようにトンネル掘削時の周辺への影響を計測管理するに当たって、トンネルセンターの地表面沈下量を把握すれば、周辺への影響範囲、影響量等を予測することができる。そこで、施工管理に合理的な施工管理手法の提案に当たって、トンネルセンターに着目し、分析、検証を行う。

当該地山のように未固結粘性土の地山では、トンネルを早期に安定させることが重要であるが、一方で切羽の安定も図る必要がある。トンネルの早期安定にはインバートを含め早期に閉合を図ることが重要であり、地圧が大きい地山では、補助ベンチ付き全断面掘削工法等により、早期に閉合をかける工法をとることがある。しかし、未固結土では、補助ベンチ付き全断面掘削工法等では掘削断面が大きいため、切羽が安定せず、地山の変位が大きくなってしまう可能性が高い。そこで掘削断面を小さくする目的で一般的にはショートベンチ工法を用いる。当該地山においても、早期閉合と切羽の安定を目

的として、ショートベンチ工法を採用しており、このため、掘削段階を上半掘削、下半掘削、インバート閉合に分けて分析を行った。

図 10-3 に NATM 施工に伴う地表面沈下について、施工段階毎の上半切羽位置における経距変化を整理した。切羽手前 30～40m 時点より先行沈下が生じ、上半施工、下半施工の繰り返しで沈下が進行し、最終的にインバート施工による断面の閉合により概ね切羽通過後 60m で沈下は収束している。

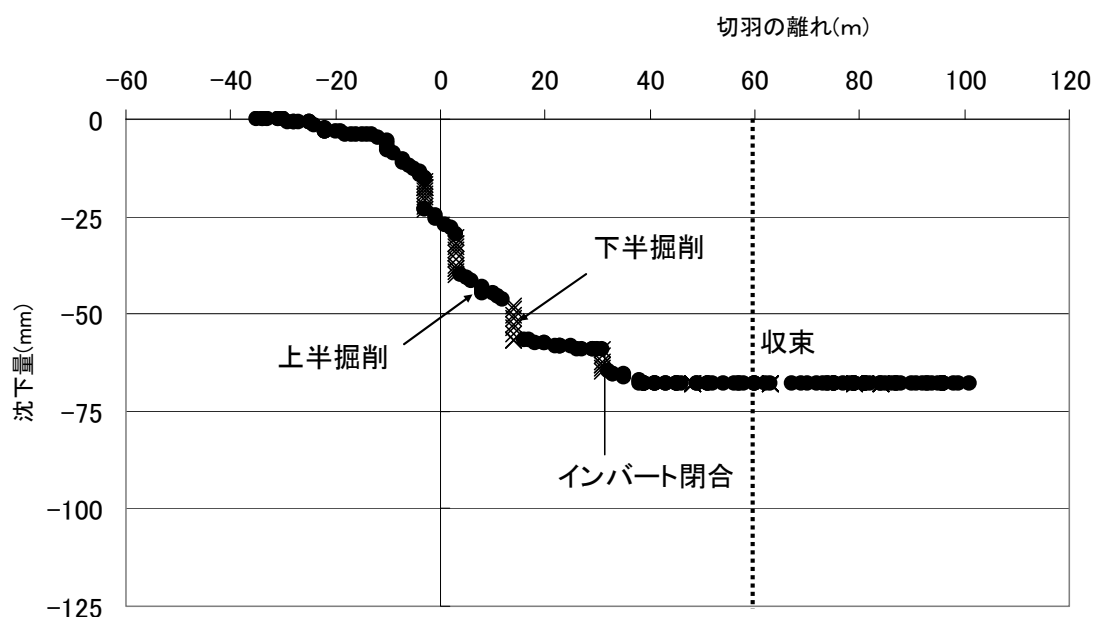


図 10-3 地表面沈下経距変化の事例

トンネル掘削において、地山の変位が進行するのは応力再配分が行われている状態のときである。上半掘削、下半掘削の途中段階では、トンネルとして地山応力が安定状態にはなっておらず、地山の応力状態が変化し続けるため地表面沈下は収束をしない。図 10-3 で示したようにインバート閉合をすることでトンネルが安定状態となり、地表面沈下が収束すると言える。特に当該地山のように一軸圧縮強度が 10MPa 前後で変形係数が 10～30MPa 程度の変形性の大きな未固結粘性土では、掘削に伴う応力変化が広範囲に及び、変形係数の低下を来し、応力再配分による安定状態を形成し難く、大きな地表面沈下を生じさせてしまう。このため、早期に地山の安定状態を図り、地表面沈下量を少なくすることが重要である。

トンネルの早期安定のために、地表面沈下抑制を目的とした施工法として、上下半及びインバート吹付け閉合を短いサイクルで繰り返し、早期に断面を閉合することが有効

と考えられる。当該地山の施工実績として、最小ベンチ長を 10m とし、上半と吹付けインバートを含めた下半を 20m で交互施工した。沈下をさらに抑制するためには、10m の交互施工を実施して、インバート閉合を実施し、断面閉合時期を早める対応をとった。このことにより、図 10-3 のように切羽通過後 60m という距離で地表面沈下を抑制することができた。なお、掘削機械の稼動に必要なベンチ長が 10m 程度のため、20m を掘削の 1 単位の基本とし、上半掘削 20m、下半掘削 20m 施工後、インバート閉合を 20m に渡って行い閉合をかけるため、上半切羽通過後地表面沈下の収束は 60m 以上必要となる。

10.2.2. 施工過程を考慮した最終沈下量の予測手法

ショートベンチカット工法によって上下半を交互に施工する場合、地表面沈下挙動を施工段階ごとに分離すれば、上半進行位置に応じた地表面沈下勾配の分析評価が可能である。最小ベンチ長を 10m として、上下半 20m の交互施工を行った際の地表面沈下から上下半の切羽位置に応じた 10m 進行ごとの地表面沈下勾配を求め、それを最終沈下量で除して無次元化した地表面沈下勾配の割合を算出した。これに基づいて、施工過程を考慮した地表面沈下予測値が式(10.11)により表される。また、図 10-4、表 10-3 に上半、下半掘削時の地表面沈下勾配の割合を示す。

$$\delta_i = \delta_0 \sum_{i=1}^n (u_i x_{1i} + l_i x_{2i}) \quad (10.11)$$

δ_i : i 区間掘削時の地表面沈下量(mm)

δ_0 : 計測地点の最終地表面沈下量 (mm)

u_i : i 区間上半掘削時の沈下勾配の割合 (施工実績より定数化)

x_{1i} : i 区間上半掘削距離 (m)

l_i : i 区間下半掘削時の沈下勾配の割合 (施工実績より定数化)

x_{2i} : i 区間下半掘削距離 (m)

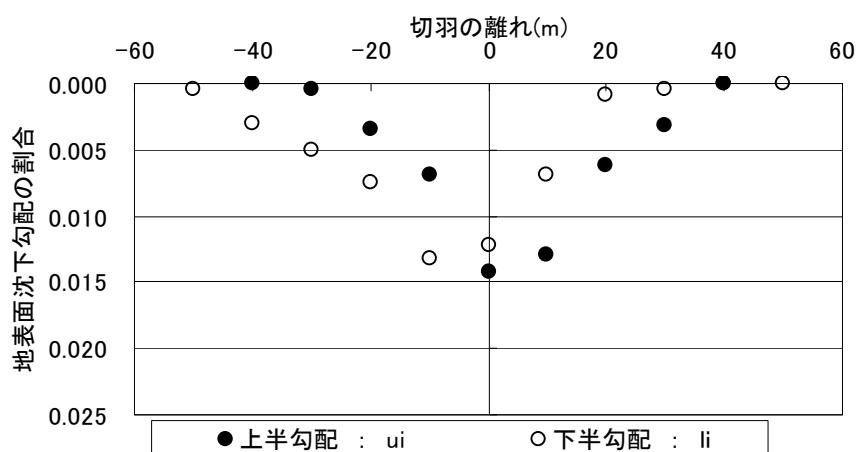


図 10-4 切羽位置に応じた地表面地下勾配の割合
(上下半 20m 交互進行、最小ベンチ長 10m)

表 10-3 切羽位置に応じた地表面地下勾配の割合
(上下半 20m 交互進行、最小ベンチ長 10m)

計測地点に対する掘削範囲(m)	上半沈下勾配(mm/m)	無次元化(ui)	下半沈下勾配(mm/m)	無次元化(li)
-50~-40			-0.011	0.0004
-40~-30	0.000	0.0000	-0.087	0.0030
-30~-20	-0.014	0.0005	-0.146	0.0050
-20~10	-0.099	0.0034	-0.217	0.0075
-10~0	-0.199	0.0069	-0.383	0.0133
0~10	-0.411	0.0143	-0.353	0.0122
10~20	-0.373	0.0129	-0.200	0.0069
20~30	-0.180	0.0062	-0.026	0.0009
30~40	-0.090	0.0031	-0.014	0.0005
40~50	0.000	0.0000	0.000	0.0000
50~60			0.000	0.0000

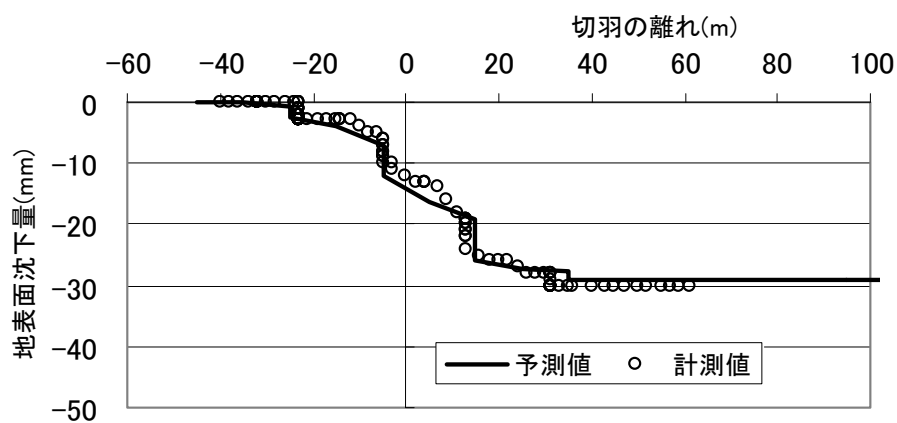


図 10-5 地表面沈下の経距変化予測値と計測値

第7章で構築された非線形弾性解析モデルにより、最終沈下量が30mm ($\delta_0=30\text{mm}$)と予測された断面について、式(10.11)より計算された施工過程の地表面沈下予測値と実際の計測結果を比較すると再現性が高いことが分る(図10-5)。

この沈下勾配を用いて、施工段階毎に予測と計測値を常に比較、検討することが可能となり、最終地表面沈下量について、数値解析による予測値に対する実測値を事前に修正予測し、支保構造の適合性チェック、場合によっては変更を行うことができる。

10.2.3. 計測管理手法

前項では掘削前の想定された地質において、適正な支保構造、補助工法が選択された場合の施工段階毎の予測手法と計測結果の適合性を示した。しかし、実際は想定外の地質の場合や適切な支保構造を選択できなかった場合もあり、このようなとき、非線形弾性解析の最終沈下量予測値 δ_0 が大きくなり、地表面沈下勾配も大きくなる。ただし、表10-3に示した「切羽位置に応じた地表面地下勾配の割合」は、最終地表面沈下量 δ_0 にて基準化しているため、この値は変わらない。

以下に地表面沈下勾配が予測より大きくなった場合の修正方法について示す。

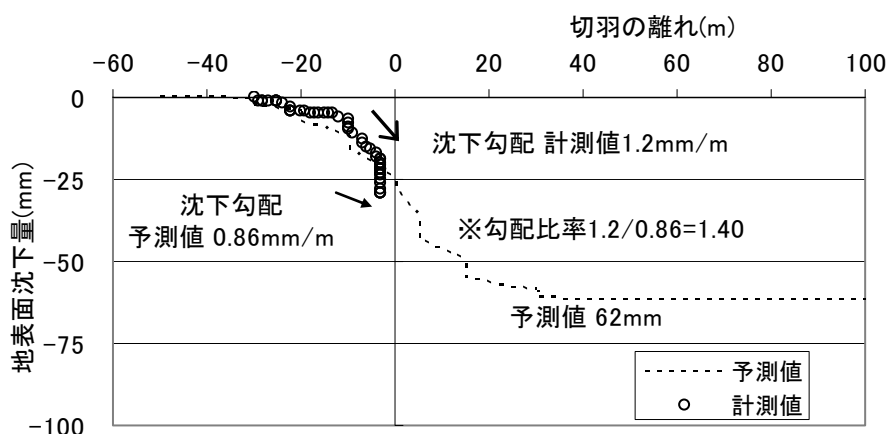


図10-6 施工段階毎の地表面沈下の予測値（修正前の予測値（破線）と計測値）

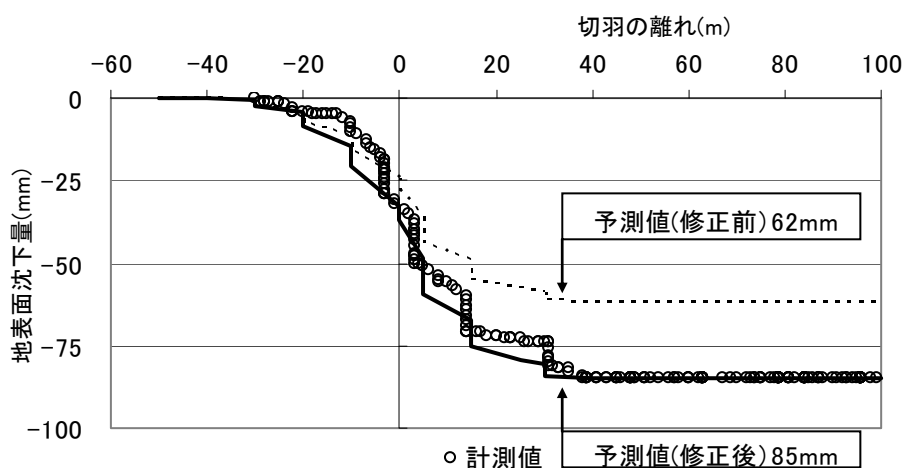


図 10-7 施工段階毎の地表面沈下の予測値（修正後の予測値（実線）と計測値）

非線形弾性解析による予測値 62mm に対し、式(10.11)により施工段階毎の地表面沈下量を予測した。図 10-6 の破線が予測値（修正前）を表している。これに対し、切羽を進めて行くと計測地点（図 10-6 のゼロ点）到達 20～10m 手前付近から当初の予測値 0.86mm/m に対し、地表面沈下勾配の計測値が 1.2mm/m と、1.4 ($\div 1.2\text{mm/m} \div 0.86\text{mm/m}$) 倍となり、最終沈下量が大きくなる可能性が高いことが事前に予測される。そこで、この切羽位置から地表面沈下勾配を修正し、最終地表面沈下量の予測値を修正する（図 10-7）。この修正により、予測値（修正前）62mm に対し、予測値（修正後）85mm、計測結果は 85mm となり、修正により予測精度が向上したことが分かる。非線形弾性解析モデル（数値解析モデル）では予測しきれない実施工の変化に対応した予測手法と言える。

10.3. 未固結粘性土における設計・施工管理手法

前節までに示した計測管理値の設定方法、トンネルセンターの地表面沈下量による計測管理、非線形弾性解析と施工段階毎の施工過程を考慮した最終沈下量の予測手法、及び前章までに示した補助工法の選定手法を組み合わせ、一連の実施工における合理的な設計・施工管理手法の提案を行う。

10.3.1. 合理的な設計・施工管理のフロー

都市 NATM で重要となる近接周辺構造物への影響を最小限し、また、適切な支保構造の選択のため、管理値の設定、計測、検討、判断、フィードバックという NATM の掘削

で重要な一連の設計・施工管理手法を提案する。この設計・施工管理手法について、補助工法を含めた支保構造の見直し等を考慮したフロー(図 10-8)と各ステップ(表 10-4)に示す。

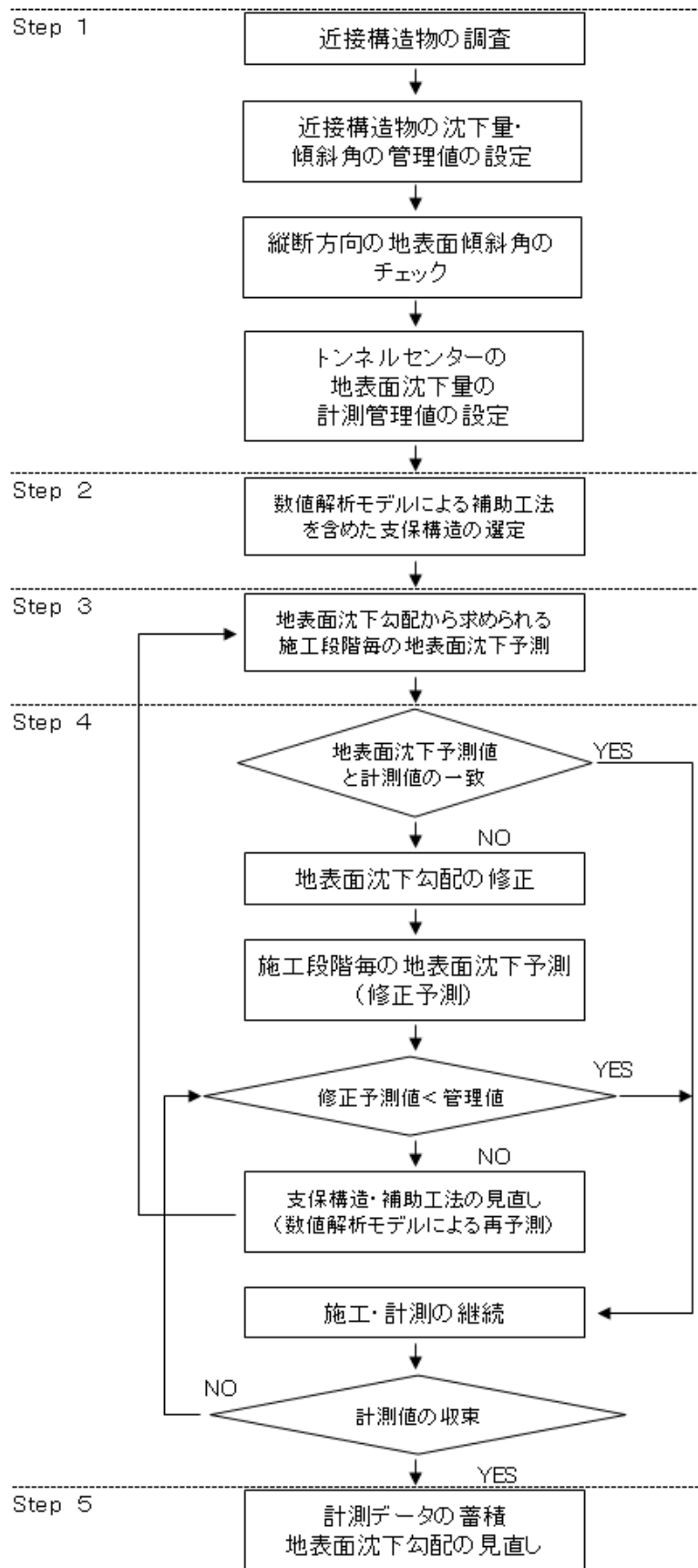


図 10-8 合理的な設計・施工管理手法のフロー

表 10-4 合理的な設計・施工管理手法のステップ

Step 1	管理値の設定
	<ul style="list-style-type: none"> ・家屋の位置関係からトンネル直上の地表面沈下量の管理値を設定 ・地表面沈下が収束する前に発生するトンネル縦断方向の最大傾斜角のチェック
Step 2	数値解析モデルによる補助工法を含めた支保構造の選定(設計)
	<ul style="list-style-type: none"> ・支保の設計 ・補助工法の選定 ・トンネルセンター直上の地表面沈下量から予測される近接構造物への影響予測
Step 3	施工実績に基づく地表面沈下勾配から求められる施工段階毎の地表面沈下予測
	<ul style="list-style-type: none"> ・Step 2の最終地表面沈下予測値に基づく施工段階毎の地表面沈下予測 ・地表面沈下量の施工段階毎の予測値による施工管理図を作成。
Step 4	施工段階毎の地表面沈下計測状況(途中段階)の分析と予測値との対比
	<ul style="list-style-type: none"> ・必要に応じた予測値の修正 ・追加対策工の検討(修正解析)
Step 5	施工データの蓄積(フィードバック)
	<ul style="list-style-type: none"> ・上下半施工時の沈下勾配の見直し ・次区間の予測

(1) Step 1：管理値の設定

定常的にトンネルセンターにおける地表面沈下量を一元的に管理すれば、近接構造物への影響範囲、影響量を予測することができることを先述した。つまり、団地等の家屋密集地における個々の物件の管理をトンネル直上の地表面沈下量と近接構造物の沈下量および傾斜角の関係より、トンネルセンターの地表面沈下量を代表的な計測管理値とすることで管理の合理化を図ることができる。

このことを念頭に置き、まず、近接構造物自体の管理すべき（地表面）沈下量の管理値 δ_{cx1} ないし（地表面）傾斜角管理値 θ_{cx2} を設定する。

これらの値と近接構造物との横断面方向の水平距離位置 X （距離）を式(10.1)、式(10.2)に代入し、トンネルセンターの最終地表面沈下量 δ_{co1} （近接構造物の沈下量の管理値によって決まるトンネルセンター最終地表面沈下量の管理値）または δ_{co2} （近接構造物の傾斜角の管理値によって決まるトンネルセンター最終地表面沈下量の管理値）を計算する。

この δ_{co1} または δ_{co2} の値のうち小さい方を計測地点の計測管理値として $\delta_{co(limit)}$ として設定する。

管理に当たっては、被害等が発生する可能性がある計測管理値 $\delta_{co(limit)}$ を限界レベルとし、その安全率を見越した警戒レベル $\delta_{co(caution)}$ （ $= \delta_{co(limit)} \times 80\%$ とする）、注意レベル $\delta_{co(warning)}$ （ $= \delta_{co(limit)} \times 60\%$ とする）を計測管理値として設定する。

$$\delta_{co(limit)} = \min(\delta_{co1}, \delta_{co2}) \quad (10.12)$$

$$\delta_{co(caution)} = \delta_{co(limit)} \times 80\% \quad (10.13)$$

$$\delta_{co(warning)} = \delta_{co(limit)} \times 60\% \quad (10.14)$$

δ_{co1} : 近接構造物沈下量の管理値から定まるトンネルセンターの地表面沈下量の管理値 (mm)

δ_{co2} : 近接構造物傾斜角の管理値から定まるトンネルセンターの地表面沈下量の管理値 (mm)

$\delta_{co(limit)}$: トンネルセンターの地表面沈下量の計測管理値 (限界レベル) (mm)

$\delta_{co(caution)}$: トンネルセンターの地表面沈下量の計測管理値 (警戒レベル) (mm)

$\delta_{co(warning)}$: トンネルセンターの地表面沈下量の計測管理値 (注意レベル) (mm)

また、トンネル縦断方向について、第8章で示したように、任意の計測地点に対し、トンネルセンターの地表面沈下量は切羽通過前の一定距離（当該地山では約40m）で先行沈下が生じ、一定の距離を通過後（当該地山では $Y_0=60\text{m}$ ）に最大値にて収束し、その収束に至る前に、一定の距離（当該地山では $X_0=21\text{m}$ ）通過時に最大地表面傾斜角が生じることを示した。当該地山では、トンネル縦断方向に対し、トンネル横断方向は地表面沈下の影響範囲が小さいため、地表面傾斜角が大きくなると考えられるため、基本的には横断方向の地表面沈下量、地表面傾斜角を管理すれば、問題が生じないと考えられる。しかし、縦断方向の最大地表面傾斜角を事前にチェックすることも重要である。最大地表面傾斜角 Θ は、式(10.10)に最終地表面沈下量を乗じて求めることができるため、トンネル縦断方向の地表面傾斜角の管理値のチェックには、トンネル横断方向の管理値 $\delta_{co(limit)}$ を乗じ、式(10.15)で求めることができる。

$$\begin{aligned} \Theta_{\theta Y(max)} &= \theta_{\theta Y(max)} \times \delta_{co(limit)} \\ &= (2\beta)^{1/2} \cdot \exp(-1/2) \times \delta_{co(limit)} \end{aligned} \quad (10.15)$$

(2) Step 2: 数値解析モデル（非線形弾性解析）による支保構造および補助工法の設計

当該地山の変位挙動を把握するために、2次元FEM非線形弾性解析が実務上、操作性が良く、地山特性を反映し、地山の変形に対する再現性が良いことを示した。このモデルを用いて、トンネル掘削に伴う最終地表面沈下量（式(10.11)の $\delta_0 = \delta_{0est}$ ）をStep1の管理レベルに対応させ、管理値を満足する支保構造及び補助工法等の選定を行う。

(3) Step 3：施工データに基づく施工段階毎の地表面沈下予測

地表面沈下の沈下勾配を用いて、想定される地表面沈下量から上下半の進行長やベンチ長等の施工手順を考慮した地表面沈下予測管理図を作成する。

(4) Step 4：施工段階毎の地表面沈下計測状況の分析と予測値との対比

Step3で作成した地表面沈下管理図に実際の計測から得られた地表面沈下量の測定値をプロットし、予測値との対比から、施工の安全性を監視する。予測値と異なる沈下量となる見込みの場合、予測沈下勾配等を計測結果から見直し、再予測を実施する。予測値に応じ、断面閉合への移行や側壁先行改良範囲の見直し等の追加対策工の検討、実施を行う。なお、逆に沈下量が想定より小さく過剰な対策工と判定される場合は、解析結果を参考に対策工の軽減も図ることができる。

(5) Step 5：施工データの蓄積（フィードバック）

予測管理の基礎となる地表面沈下勾配を常時見直し、次区間の予測管理に活用する。

10.3.2. 合理的な設計・施工管理に関するケーススタディー

(1) 支保構造・補助工法の見直しが無い施工事例

試験施工の結果を踏まえ、式(10.11)の地表面沈下勾配のデータを蓄積し、予測式を構築した。そして民家がトンネル上部に位置する区間において、当設計・施工管理手法を適用して施工を行った。図10-9に代表的な施工断面を示す。当区間ではトンネル直上を含めた複数の民家が検討の対象である。

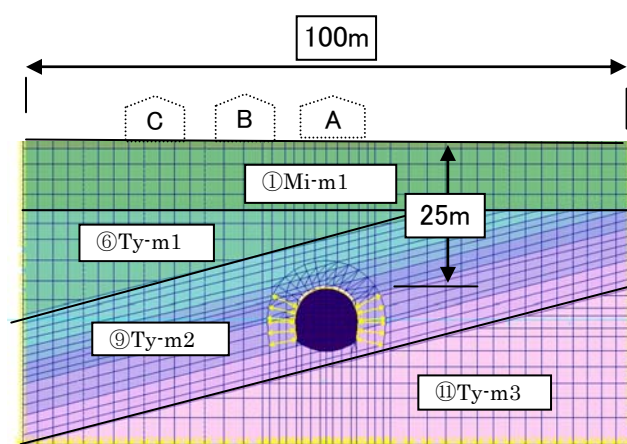


図 10-9 民家の存在する施工区間の検討断面図
(支保等の見直しが無い施工事例)

1) Step1: 管理値の設定

各木造家屋を対象に総沈下量 50mm、傾斜角 $3/1000\text{rad}$ を管理値とした場合、式(10.1)及び(10.2)より算出されるトンネル直上の地表面沈下量の管理値は表 10-5 となる。なお、トンネル縦断方向の傾斜角はトンネル直上において、地表面沈下量の管理値 50mm に対して、式(10.10)より、一時的に $0.78/1000\text{rad} \{= (2 \times 0.00033)^{1/2} \cdot \exp(-1/2) \times 50\}$ が生じると予測されるが、 $3/1000\text{rad}$ より小さく、影響が少ないと判断できる。また、式(10.12)、(10.13)、(10.14)より実際の管理に用いる計測管理値を表 10-6 に示す。安全率を考慮し、注意値を目標とする計測管理値とした。

表 10-5 民家の管理値から定まるトンネル直上の地表面沈下量

(単位:mm)

家屋	トンネルからの 離れ(m)	総沈下量から 定まる値	傾斜角から 定まる値
A	直上	50	130
B	16	64	78
C	30	472	111

総沈下量50mmの時の縦断方向最大傾斜角 0.78/1000 rad

表 10-6 計測管理値

管理レベル	管理値	管理値を超える場合の対応
注意値	30	監視強化、予測値の見直し
警戒値	40	追加対策工の実施
限界値	50	家屋緊急点検、施工法の見直し

2) Step 2: 数値解析モデル（非線形弾性解析）による支保構造および補助工法の設計

掘削による地表面沈下量を予測するとともに安全性確保の面から注意レベルでの施工を原則とし、補助工法の検討を行った。変形性の大きな当粘性土地山における地表面沈下対策として、AGF 工法による天端防護と共に側壁部の地山を坑内から事前に改良補強する側壁先行改良を実施すること、さらにストラット等を架設した吹付けインバートを用いる支保構造を採用し、早期に断面閉合を図ることが有用である。これらを TYPE-1～TYPE-4 として検討した。図 10-10 に TYPE-4 の施工パターン図を表 10-7 に解析定数一覧を示す。表 10-8 に解析結果一覧を示す。その結果当該区間では警戒値 30mm 以下の沈下量となる上述の基本対策工の全てを実施する TYPE-4 を採用することとした。

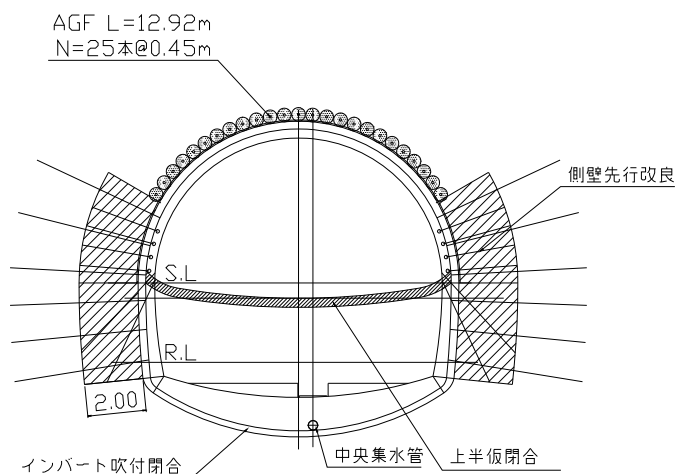


図 10-10 民家の存在する施工区間における施工パターン図 (TYPE-4)

表 10-7 解析定数一覧

地盤種類	単位体積重量 γ (kN/m ³)	初期変形係数 D_0 (kN/m ²)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	初期ポアソン比 ν_0	弾性限界 R_{EL}	非線形 パラメーター n
①Mi-m1	17.3	29000	153	23	0.4	1	2
⑥Ty-m1	19	58000	272	40	0.35	0.3	4
⑨Ty-m2	19	94000	405	40	0.35	0.3	4
⑪Ty-m3	19	85000	373	40	0.35	0.3	4

表 10-8 解析結果一覧

解析 TYPE	TYPE-1	TYPE-2	TYPE-3	TYPE-4
補助工法	上半仮閉合	TYPE1+AGF	TYPE2+側壁先行改良	TYPE3+吹付インポート閉合
地表面沈下量(mm)	44mm	40mm	35mm	29mm

3) Step 3: 施工データに基づく施工段階毎の地表面沈下予測

4) Step 4: 施工段階毎の地表面沈下計測状況の分析と予測値との対比

式(10.11)より、施工段階毎の地表面沈下量を予測し、地表面沈下予測管理図を作成し、その上に実際の計測値をプロットし、計測管理を行う(図10-11)。

当該区間では閉合による沈下抑止効果が想定以上にあり、速やかに沈下が収束していることが分かる。切羽到達前の先行沈下勾配と切羽通過後の沈下勾配の計測値に予測値との乖離が見られないため、予測通りの沈下挙動を示すと判断し、施工を継続させている。以上により、当手法の有効性が確かめられたと共に、以後の掘削管理において適切な補助工法の選択と時宜を逸しない対策工の実施が可能となった。

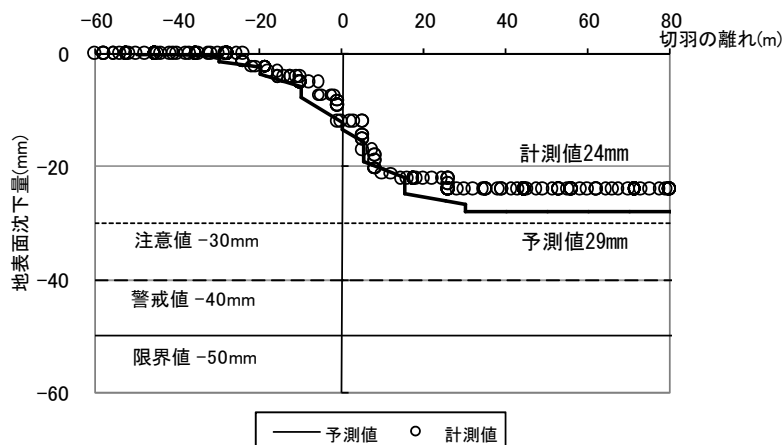


図 10-11 地表面沈下予測管理図

5) Step 5 : 施工データの蓄積（フィードバック）

この施工区間では、施工段階毎の地表面沈下予測と実際の計測値に乖離が見られないため、式(10.11)の予測式に変更を行う必要がない。これらのデータを常に蓄積し、次施工区間の精度向上を行っていく。

(2) 支保構造・補助工法の見直しを行った施工事例

民家がトンネル上部に位置する区間において、当設計・施工管理手法を適用して施工を行った。図 10-9 に代表的な施工断面を示す。土被りは 25m であり、トンネルセンターから 18m の離隔に位置する民家が検討対象である。保全のための家屋自体の管理値は地表面傾斜角で $3.0/1000\text{rad}$ 、地表面沈下量で 50mm を設定した。

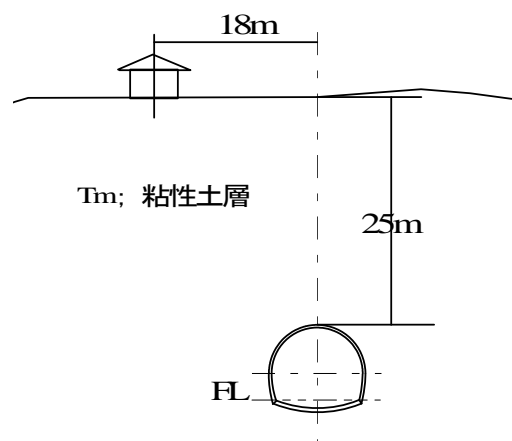


図 10-12 民家の存在する施工区間の検討断面図
(支保等の見直しを行った施工事例)

1) Step1 : 管理値の設定

各木造家屋を対象に総沈下量 50mm、傾斜角 $3/1000\text{rad}$ を管理値とした場合、式(10.1)及び(10.2)より算出されるトンネル直上の地表面沈下量の管理値は表 10-9 の 78mm となる。なお、トンネル縦断方向の傾斜角はトンネル直上において、地表面沈下量の管理値 50mm に対して式(10.10)より、一時的に $1.2/1000\text{rad} \{ = (2 \times 0.00033)^{1/2} \cdot \exp(-1/2) \times 78 \}$ が生じると予測されるが、 $3/1000\text{rad}$ より小さく、影響が少ないと判断できる。また、式(10.12)、(10.13)、(10.14)より実際の管理に用いる計測管理値を表

10-10 に示す。施工実績に対する予測精度の高さを勘案し、警戒値を目標とする計測管理値とした。

表 10-9 民家の管理値から定まるトンネル直上の地表面沈下量

(単位: mm)

家屋	トンネルからの 離れ(m)	総沈下量か ら定まる値	傾斜角から 定まる値
A	18	99	78

傾斜角から定まる沈下量78mmの時の縦断方向最大傾斜角 1.2/1000 rad

表 10-10 計測管理値

管理レベル	管理値	管理値を超える場合の対応
注意値	78	監視強化、予測値の見直し
警戒値	62	追加対策工の実施
限界値	47	家屋緊急点検、施工法の見直し

2) Step 2: 数値解析モデル（非線形弾性解析）による支保構造および補助工法の設計

施工実績に対する予測精度の高さを勘案し、警戒値での施工を原則とし、補助工法の検討を行う。先述の支保パターンである TYPE-3、TYPE-4 について検討した。図 10-13 に TYPE-4 の施工パターン図を表 10-11 に解析定数一覧を示す。表 10-12 に解析結果一覧を示す。合理性を考慮し、当該区間では警戒値 62mm 以下の沈下量となる TYPE-3 を採用することとした。

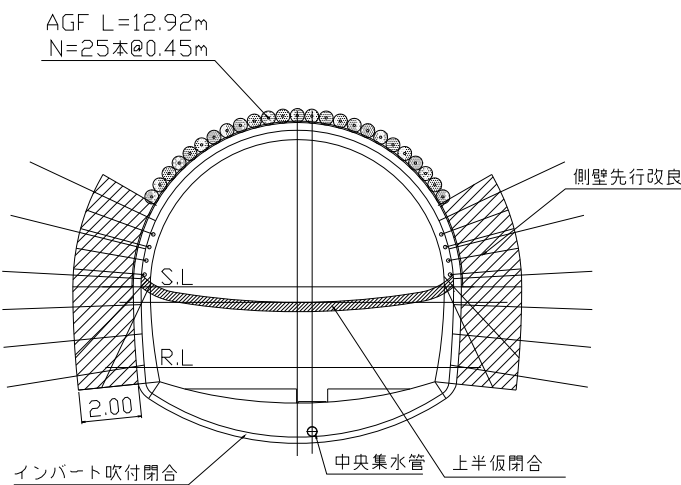


図 10-13 民家の存在する施工区間における施工パターン図（TYPE-4）

表 10-11 解析定数一覧

地盤種類	単位体積重量 γ (kN/m ³)	初期変形係数 D_0 (kN/m ²)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	初期ポアソン比 ν_0	弾性限界 R_{EL}	非線形 パラメーター n
Tm粘土層	19	30000	160	24	0.45	0.3	4

表 10-12 解析結果一覧

解析 TYPE	TYPE-3	TYPE-4
補助工法	基本工法+AGF +側壁先行改良	基本工法+AGF+側壁先行 改良+インパクト吹付閉合
地表面沈下量(mm)	62mm	46mm

3) Step 3 : 施工データに基づく施工段階毎の地表面沈下予測

式(10.11)より、施工段階毎の地表面沈下量を予測し、地表面沈下予測管理図を作成し、その上に実際の計測値をプロットし、計測管理を行う(図 10-14)。切羽が計測地点よりおよそ 10m~20m 手前までは予測より小さい地表面沈下量で推移しているが、計測地点直近で急激に沈下が増大している。

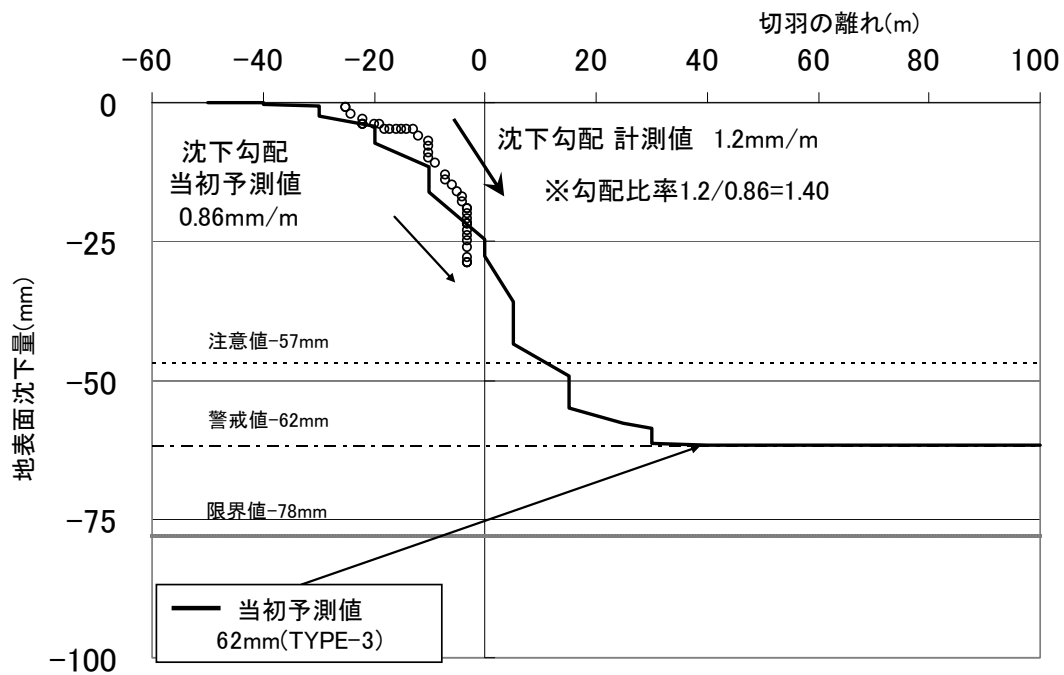


図 10-14 地表面沈下予測管理図

4) Step 4: 施工段階毎の地表面沈下計測状況の分析と予測値との対比

① 当初地表面沈下予測値の見直し（修正予測値）

図 10-14 の地表面沈下予測管理図より、地表面沈下勾配が急激に増加していることが判明した。そこで、TAPE-3 の掘削パターンのまま、切羽を進めていった場合の修正予測値を地表面沈下勾配の修正を勾配比率（ $1.40 = 1.2 / 0.86$ ）より行い、式(10.11)より修正予測し、地表面沈下予測管理図にプロットする（図 10-15）。

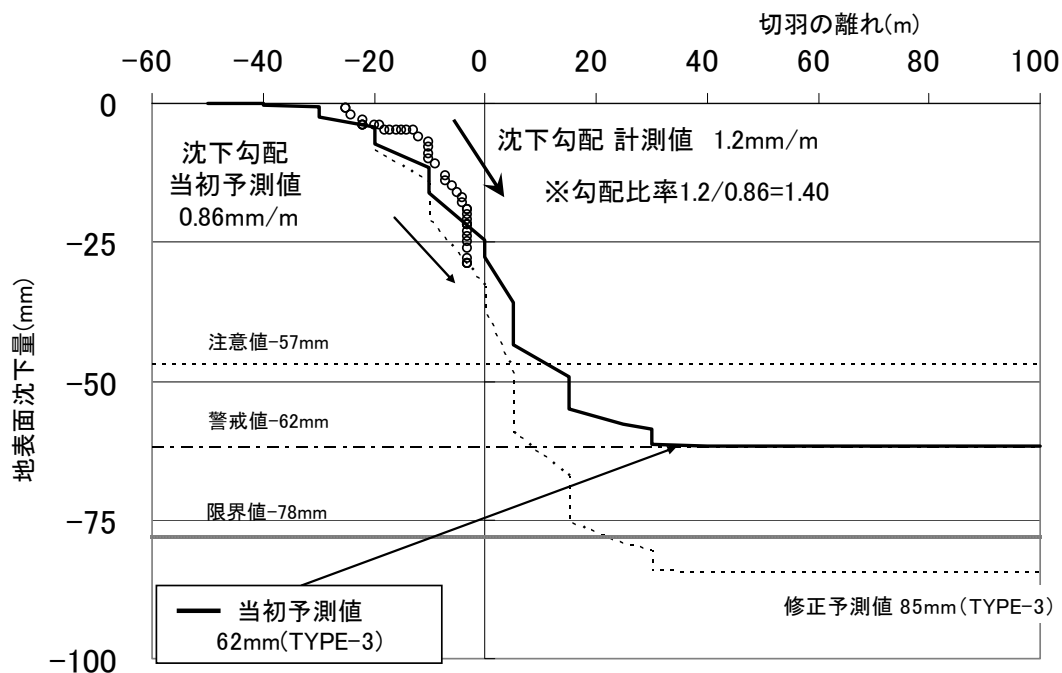


図 10-15 地表面沈下予測管理図（TYPE-3 修正予測値）

② 修正予測値と管理値の比較

修正予測値は 85mm であり、限界値 78mm を越えると予測されるため、切羽は計測地点に到達する前に早急に追加の補助工法の検討を要する。

③ 支保構造・補助工法の見直し

数値解析を再度行い、限界値を越えない補助工法として追加対策工を検討する。修正予測値 85mm に対し、限界値は 78mm であり、7mm の抑制効果がある対策工を追加する必

要がある。表 10-12 に示した事前解析の結果、TYPE-4 は TYPE-3 対し、16mm(=62mm-46mm) の沈下抑制効果があることが分かっており、追加対策工として、インバート吹付け閉合を実施することとした。

計測地点へ影響が出る前から、TYPE-4 を採用していれば、TYPE-3 に対し、16mm の沈下抑制効果が期待できるが、影響範囲を既に掘削しているため、その効果が十分に現れないことが想定されるため、安全を見込み、追加対策工を行う必要がある。反対に当初から適切な設計を行っていれば、過大な対策工を行う必要がないと考えられる。

また、TYPE-4 へ見直した後の予測値（追加補助工法の予測値）は追加補助工法を行う前の計測値（実績値）に、その後の沈下勾配の増加を考慮し解析値を足し、追加補助工法後の予測値とする。式(10.16) に、その修正式を示す。

$$\delta_{aux} = \delta_{bef} + (\delta'_{est} - \delta_{bef}) \times \triangle \quad (10.16)$$

δ_{aux} : 支保構造・補助工法の見直しを行った後の施工段階を考慮した最終地表面沈下量の予測値（追加補助工法の予測値）

δ_{bef} : 支保構造・補助工法の見直しを行う前の計測地点における地表面沈下量

δ'_{est} : 数値解析モデルによって、当初の支保構造・補助工法等に対し、見直しを行った解析結果（施工段階を考慮しない純粋な数値解析結果）

\triangle : 当初の地表面沈下勾配に対する計測結果に基づく地表面沈下勾配の増加比率

図 10-16 は式(10.16) により、追加の補助工法を考慮した予測値をプロットした地表面沈下予測管理図である。

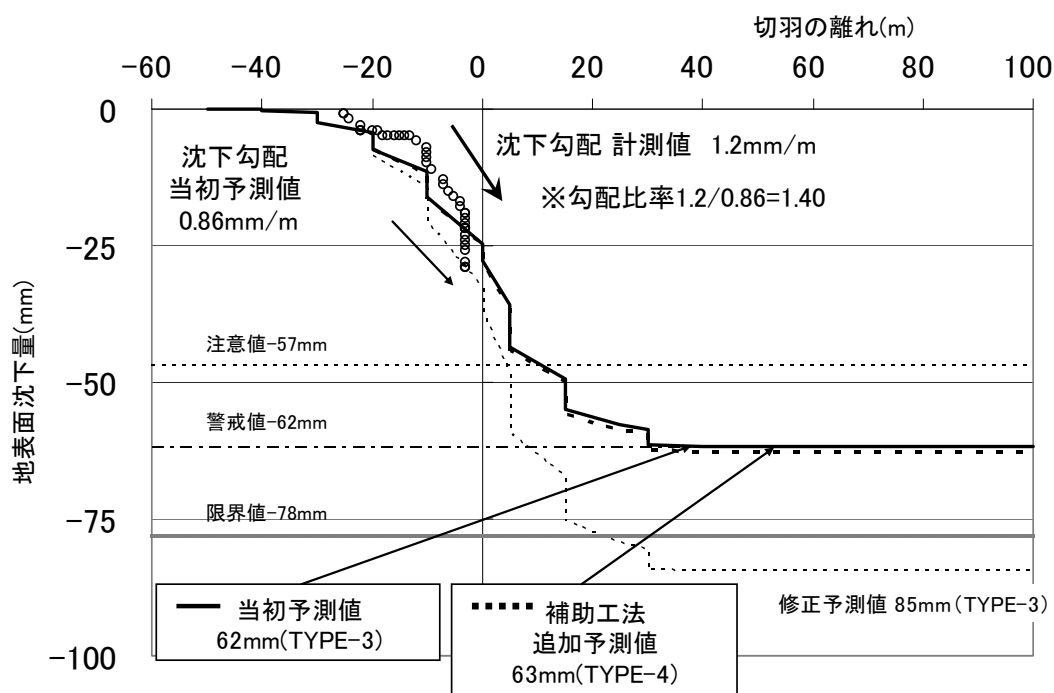


図 10-16 地表面沈下予測管理図 (TYPE-4 修正予測値)

④ 計測値の収束

図 10-17 は、図 10-16 に実際の施工結果をプロットしたものである。追加補助工法を実施した時の予測値 66mm に対し、計測値が 57mm で収束しており、適切な追加対策が行われたことが見て取れる。

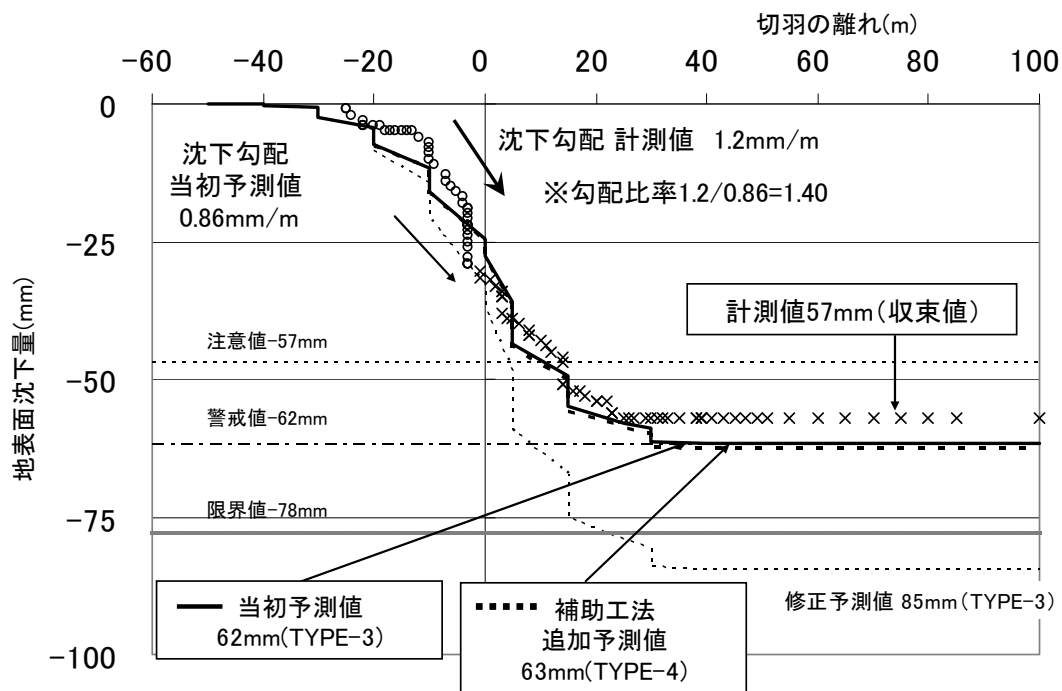


図 10-17 地表面沈下予測管理図（収束結果）

本施工事例では、追加にて沈下を抑制できる対策工が選定できたが、追加では抑制しきれないと判断される場合は、支保構造を根本から見直す必要がある。また、トンネル坑内からの対策ではなく、地盤改良など坑外からの大規模な対策工が必要となる場合もある。

5) Step 5: 施工データの蓄積（フィードバック）

本施工事例のように、掘削途中段階で地山特有の沈下勾配が変化する場合がある。このようなデータが計測された場合、蓄積されたデータを分析し、地質状況や支保構造などを考慮し、式(10.11)や数値解析モデルを見直し、次施工にフィードバックしていく。

以上のように、この設計・施工管理の過程を踏むことで、当手法の有効性が確かめられたと共に、以後の掘削管理において適切な補助工法の選択と時宜を逸しない対策工の実施が可能となると言える。

10.4. 結論

本章で得られた第四紀更新世中期以降（北陸新幹線高丘トンネル）の未固結粘性土の NATM 施工における合理的な設計・施工管理手法の新たな提案についてまとめる。

- (1) 第四紀更新世中期以降の未固結粘性土地山に NATM を適用するに当たって、トンネルセンターの地表面沈下量を計測することで、トンネル掘削の影響範囲、影響量等を推定することが可能であり、家屋等の近接構造物を保全管理するためには、トンネルルートに沿った家屋の位置関係を把握し、トンネルセンターの地表面沈下量を管理値として設定することで、合理的な設計・施工管理が行うことが可能であることを示すことができた。ただし、地質状況、近接構造物の状況等周辺の状態は一定とは限らないため、施工上、常に想定される影響範囲の状態を把握し、モニタリングしていく必要がある。
- (2) 掘削施工途中に発生する縦断方向の地表面傾斜角について、最大地表面傾斜角は、地表面沈下が収束する以前に現れ、その値は近接構造物等が位置する着目点の最終沈下量に規制されるため、数値解析による最終地表面沈下量の予測値により、事前の検討が可能である。
- (3) 施工データの蓄積と分析から、当該地山の掘削に伴う地表面沈下勾配を想定し、上半および仮インバートを含めた下半の交互施工といった実際の施工手順を考慮した地表面沈下量の予測方法が、施工段階毎での管理を実施する上で有用である。
- (4) 第四紀更新世中期以降の未固結粘性土地山は、変形係数が小さいため、変形性が相対的に大きくなる可能性を有しており、一定量の地表面沈下が発生してしまう可能性が高い。この変形性が大きい地山に対し、近接構造物への影響を考慮した適切な計測管理値を設定することにより、合理的な設計・施工管理を行うことができる。
- (5) 第四紀更新世中期以降の未固結粘性土地山に NATM を適用するに当たって、側壁先行改良等の補助工法を含め、施工途上において、実際の現場管理に簡易に活用できることを目的とした簡易な非線形弾性解析モデルによる地表面沈下予測と、施工時の施工段階毎の地表面沈下勾配に基づく予測方法を組み合わせた手法により、家屋等の近接構造物を確実に保全管理するための合理的な設計・施工管理手法を提案することができた。

10.5. 今後の課題

- (1) 現在、NATM とシールドの境界領域と言える第四紀更新世中期以降の未固結粘性土地山における NATM の施工実績は殆ど無く、施工段階を考慮した予測管理手法に用いるデータが少ない。このため、今後は更なる施工実績データの収集と蓄積を重ね、予測式の一般化を図ることが重要である。
- (2) 本研究では、近接構造物への影響に最も影響がある地表面沈下に着目し、施工途上において、実際の現場管理に簡易に活用できることを目的とした簡易な数値解析モデルを構築した。この簡易なモデルにおける予測精度の向上を図ると共に、このモデルが有する水平内空変位の再現性の限界に対し、その問題点を解決できるモデルを構築し、トンネル構造物の健全性確保のために、地山の挙動評価を行う必要がある。
- (3) 実施工で簡易に活用できる数値解析モデルを構築するだけでなく、今後は第四紀未固結粘性土のトンネル掘削に伴う地山挙動を再現し、地山挙動を的確に評価する必要があると考えている。そのために施工実績が比較的多い砂層とは異なり、粘性土特有のトンネル掘削によるトンネル周辺で発生する拘束圧低下に伴うダイレイタンシーや間隙水が力学的挙動に与える影響等を数値解析にて取り扱い、分析、評価する必要があると考えている。
- (4) トンネル掘削において、特に切羽近傍の地山の挙動や AGF や側壁先行改良等の補助工法は 3 次元で地山挙動に影響を与える。また、都市 NATM においては、近接構造物に対し、先行沈下等の 3 次元の地山の挙動があることは明らかである。これらを勘案し、補助工法や近接構造物等の施工環境を忠実に再現できる 3 次元 FEM 解析を用いて、施工途上の検討だけに囚われず、地山の挙動評価や補助工法の評価を行うことも重要である。
- (5) 本研究では水平な地表面と均一な粘性土を主な対象としているが、実際の施工では地形を含めた特殊条件への対応が求められることが多く、特殊条件に対する定性的な考察ができるようデータ収集と分析を行う必要がある。
- (6) 都市 NATM では家屋等の近接構造物への影響が重要な課題となるが、トンネル掘削に伴う地表面沈下等の管理値について、築年数等の家屋の状況の影響を考慮した上で管理値を設定する必要があり、構造物と管理値の関係について、定量化することで、更に合理的な設計・施工管理手法を構築することが可能であると考えている。その他にも道路や鉄道などの近接構造物も都市 NATM 施工による影響を十分に把握する必要があり、近接構造物の基礎構造や健全度の指標を考慮してモニタリングしていく必要がある。

参考文献

- 1) 芳賀保夫：建物の許容沈下量, 土と基礎, 1990. 8, pp. 41-46
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針（2001 年改定版）, 2001. 10, pp. 72-82

第 1 1 章 結論

本論文は、都市 NATM の適用限界について検証したものであり、都市及び都市近郊におけるトンネル掘削において、NATM とシールド工法の適用地山の境界領域と考えられる第四紀更新世中期以降の変形性が大きな未固結粘性土地山（北陸新幹線高丘トンネル）を研究対象とした。この境界領域に位置付けられる地山に対し、合理性、安全性、経済性の観点から工法選択の最適化を図るため、地質評価、解析評価、計測評価の三つの観点から NATM の適用可能性について分析、評価を行った。

これらの分析、評価を基に、変形性が大きいことに起因し、変位を制御することが非常に難しい地山を NATM で施工するに当たり、都市 NATM の最重要課題である近接構造物に対し、適切な計測管理値の設定を行い、設計、施工、また、切羽進行に合わせた計測管理等について、一連のシステムとして機能させることにより、近接構造物の安全性を担保した合理的な設計・施工管理手法の新たな提案を行った。

（１） NATM とシールド工法の適用境界地山の明確化

地質年代より、NATM とシールド工法の適用の境界領域と考えられる第四紀更新世中期の地質は、地質時代の中では新しい地層であり、圧縮・圧密・続成作用を受け、岩石となる途中の産物である。圧密・続成作用が時間とともに進行することから、第四紀の中でも完新世から更新世前期にかけ強度が増加（間隙比が低下）する中で、第四紀更新世中期の地山は、NATM とシールドの境界領域の地質と言える中間的な強度を有していると言える。地質年代が新しい地山における NATM の施工実績としては、第四紀更新世中期以前の硬質シルト、または更新世中期以降においても砂層を主体とした地山への適用事例が見られるが、これ以降の年代の施工実績は見当たらず、施工実績より都市 NATM の適用限界が明らかとなった。また、粘性土においては、一軸圧縮強度、変形係数、地山の挙動（地表面沈下、トンネル内空変位等）及び地質年代、層序等の比較により、第四紀更新世中期が NATM の適用限界の年代に位置付けられる。

地山の安定性について、限界ひずみにより評価し、研究対象としている地山のトンネル掘削で発生したひずみは、一軸圧縮強度から想定される限界ひずみの上限ないしこれに近接するレベルで推移しており、掘削後の計測データから変位制御が難しい地山と判断され、これらの観点から対象地盤を「未固結粘性土地山」と定義付けることができる。

（２） 地山挙動評価結果

従来の粘性土地盤における NATM トンネルと比較して、第四紀更新世未固結粘性土は大きな地表面沈下が生じており、工学的特性と言える土質試験などから得られる定数に対して、変形性が大きいと考えられる。特にトンネル天端沈下に対して、水平内空変位が大きいことが当該地山の特性として挙げられる。土被りが 30m 未満となる場合、トンネル挙動が直接的に地表面沈下に現れ、地表面沈下が相対的に大きくなる変位特性を有している。また、地質不良区間のように構造運動等の影響を受けた場合、地山変位は更に増大する傾向にあり、補助工法、支保構造に寄らず、地山変位の制御が困難になる傾向にある。

（３） 解析評価結果

都市 NATM で重要な近接構造物への影響に最も影響がある地表面沈下予測には 2 次元 FEM 解析において、実施工中の現場管理に活用できる簡易な非線形弾性解析モデルが有効であることを示した。また、都市 NATM で重要な地表面沈下に対して、簡易な非線形弾性解析モデルによって、補助工法の地表面沈下抑制効果を解析的に評価することができた。

しかし、計測結果より水平内空変位が他の施工事例（研究対象地山より古い地山の施工事例）と比較して卓越することを示した一方で、簡易な数値解析モデルでは水平内空変位の予測に限界があることが明らかとなった。トンネル構造物としての健全性を考慮すれば、実施工上、水平内空変位の計測による管理が必要である。また、水平内空変位の数値解析上の取り扱いについては、トンネルの施工管理上、簡易な数値解析モデルとは別に再現性が高いモデルを構築し、その挙動を予測、分析する必要がある。

（４） 計測評価結果

NATM を採用するに当たり、トンネルと近接構造物等との位置関係（離れ）を明確にし、トンネルセンターの地表面沈下量を管理することで全ての影響（影響の発生時期、地表面沈下量、地表面傾斜角、影響範囲）を予測することが可能であることを明確にした。これにより、より少ない管理指標で合理的に影響を予測することが可能であることを示すことができた。この管理指標を用いることで、事前に広範囲に渡る影響の予測が可能であり、計測の途中段階においても、支保構造等の再検

討、見直しを行うことが可能であることを示すことができた。

(5) セン断帯の特性

第四紀の地層としては稀な断層に伴うせん断帯が確認された。せん断帯の地山の変位は一軸圧縮強度やN値から予測される変位量では説明できないことが明らかとなった。この点を考慮し、別途実施したボーリングにより測定したRQDを用いたせん断帯における亀裂を考慮した変形予測の必要性を示すことができた。

(6) 補助工法の選定

都市 NATM では、地山の変形抑制のために様々な補助工法を採用する。複数の補助工法は互いに補完し、機能しているが、数値解析モデルにおいて補助工法を含めたトンネル挙動や地山評価を行う際、各機能を十分に評価できているとは言い難い。これは数値解析モデルを構築する際、複数の補助工法から有効な補助工法を的確にモデル化できていないためである。また、補助工法のモデル化自体を適切に行うことも非常に難しい。このことを踏まえ、補助工法を合理的に選定するために多変量解析を用いて有効な補助工法を選定し、選定された補助工法をモデル化する新たな提案を行うことができた。また、その手法を用いて、当該地山に対する AGF、側壁先行改良、インバート吹付け閉合等の補助工法のモデル化とその有効性の評価を行うことができた。

(7) 計測管理指標

切羽と任意の地表面沈下計測地点との水平距離、及び、その地点における地表面沈下量が把握できれば、数値解析による最終地表面沈下予測値と組み合わせて、他の任意の地点の地表面沈下量について、施工途中段階及び収束値を予測することができる。また、計測管理として、任意の点に管理値を設定し、この地点を計測管理することで、周辺の地表面沈下の状況を全て予測することが可能であり、少ない計測地点による施工管理が可能である。

ただし、地質状況、近接構造物の状況等周辺の条件は一定とは限らないため、施工上、常に想定される影響範囲の状況を把握し、モニタリングしていく必要があると考えている。

(8) 合理的な設計・施工管理手法の新たな提案

トンネル掘削による地山変位を抑制することが非常に難しい変形係数が小さな第四紀更新世中期以降の地山では、計測管理値の設定から、設計、施工、追加補土工法、計測管理等を一連のシステムとして機能させることにより、都市 NATM の最重要課題である近接構造物への影響に対し、近接構造物の安全性を担保した合理的な設計・施工管理手法の提案を行うことができた。また、実際の適用事例を示すことで、その有効性を示すことができた。

(以上)

謝 辞

本論文は、私が平成 15 年 8 月から平成 18 年 4 月までの 2 年 9 月間（独）鉄道・運輸機構北陸新幹線建設局飯山鉄道建設所長として携わった小土被り未固結粘性土地山である北陸新幹線高丘トンネルを始めとして、高圧湧水帯を有する北陸新幹線高社山トンネル、また、膨張性地山である北陸新幹線飯山トンネルといった施工条件が非常に厳しい NATM トンネルにおける施工成果を基に取りまとめたものです。

平成 4 年 4 月、日本鉄道建設公団に入社し、最初に従事した業務が片福連絡線（JR 東西線）のシールドトンネルでした。その現場を終え、7 年数ヵ月の時が経過し、次に従事したトンネルは飯山鉄道建設所における NATM トンネルでした。シールド工法を経験した後に、初めての NATM トンネルを施工する当たり、NATM とシールド工法の設計・施工の違いに躊躇し、問題解決に向けた勉強が論文執筆の契機となりました。

論文執筆開始時、私が所属していた北陸新幹線建設局は施工条件が厳しい NATM トンネルを多数施工しており、様々な検討課題が山積していました。その課題解決に向け、飯山トンネル他特別委員会（委員長：足立紀尚京都大学名誉教授）が設置され、検討が行われておりました。この委員会をきっかけとして朝倉俊弘京都大学教授から論文のご指導を受けることになりました。朝倉先生には論文に対する基本姿勢からご教授頂き、時に挫折しそうになる私を忙しい時間を縫って懇切丁寧にご指導を賜り、感謝を申し上げます。次第です。

本論文の主題材となっている高丘トンネルは、同委員会において、最重要課題を抱えたトンネルであり、その課題解決の過程において、「論文にまとめるべき」との提案をして下さった委員長である足立先生に感謝を申し上げます。同委員会の委員である（財）鉄道総合研究所の木谷日出男氏、小島芳之氏、小西真治氏には、委員会だけでなく、公私に渡り、様々な助言を頂き厚くお礼を申し上げます。

論文完成に当たって、有益なご指導、ご意見を頂いた京都大学の田村武教授、岡二三生教授、石田毅教授に感謝申し上げます。ゼミを通じて、塚田和彦准教授、西藤潤助教には、様々な助言とお手伝いをして頂き、お礼を申し上げます。地質関係の分析に当たっては、大塚勉信州大学教授に長時間に渡り、ご指導頂き感謝申し上げます。

戸田建設（株）の伊藤友太郎顧問、山木昇氏、多田幸司氏、佐藤晃氏、戸田一生氏には献身的にご協力頂き、深く感謝申し上げます。特に各種学会活動等におきまして共同研究者として休む時間も惜しんで研究に協力して下さった岡村光政氏、石垣和明氏には特別な感謝を申し上げます。次第です。

論文の取りまとめを開始する前段階から、多くの鉄道・運輸機構の方々に支えられ、たくさんの励ましを頂きました。まず、その機会を与えて下さった岡崎準前副理事長に

心から感謝の意を表します。土谷幸彦副理事長、高山博文理事、金澤博理事におかれましては、業務を遂行する中での論文執筆に寛大なる励ましの言葉を頂き、感謝しております。論文執筆を進めて行く中、いろいろな面で発生する問題に対し、助言や協力をして下さった飯田廣臣工務統括役を始め、野々村前設計第二課長、服部修一東北新幹線建設局長、鈴木明工務第一課長、木村宏新幹線第一課長、登坂敏雄東北新幹線建設局技術管理課長、北原秀介設計技術第二課総括課長補佐、長谷川雅彦九州新幹線建設局次長、飯島興二計画課総括課長補佐、また、大阪支社関係者である釘宮純慈前支社長、太野垣泰博支社長、深沢成年前大阪計画部長（設計技術第二課長）、奈良明浩計画部長、石徳博行工事部長に対し、ここに厚くお礼を申し上げます。協力体制の構築や精神面での励まし等、様々なご協力を賜った北陸新幹線建設局関係者の剣持三平元局長、片山正前局長、中山範一局長、松橋貞雄前次長（工務第二課長）、豊原正俊前次長、安東祐三前計画課長（東京支社工事第一部長）、半田卓元工事第一課長、堀口知巳計画課長に深く感謝する次第です。飯山鉄道建設所関係者である都築保勇前飯山鉄道建設所長（東京支社工事第四課長）、椎葉俊政前飯山鉄道建設所副所長（工事第三課課長補佐）、魚津宗氏（飯山鉄道建設所担当副所長）、本堂亮氏（元飯山鉄道建設所主任）、藤本浩志氏（元飯山鉄道建設所主任）、張信一郎氏、その他にも飯山鉄道建設所の方々には多大なるご協力を頂き感謝申し上げます。

また、家庭を気丈に守り、私を陰で支えてくれた妻有希子に深甚なる感謝と尊敬の意を表すと共に、これから先も感謝の気持ちを忘れまいと強く誓う次第です。加えて、長女朝子、長男光仁には屈託のない笑顔で支えてくれたことに感謝しております。

最後に毎日のように挫折を繰り返す私を叱咤激励し、一步一步前進させて下さった平出廣和北陸新幹線建設局前工事第二課長には特別な感謝の意を表します。

本論文は NATM とシールド工法の適用地山の境界領域について、実施工で試みた施工記録とも言えるものです。この論文が契機となり、トンネル施工技術が更に発展することを願っております。